

**RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
(UNI-RUPAP)**



MONOGRAFIA

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE
TRATAMIENTO PARA EL CASCO URBANO DE LA CONCORDIA”**

Elaborado por:

Arturo José Bonilla Lumbí

Carnet No: 2010-32622

Kevynn Jesús Alvarado García

Carnet No: 2010-32677

Tutor: Ing. María Elena Baldizón A.

Trabajo Monográfico para optar al Título de Ingeniero Civil

Managua, 21 de julio del 2016

RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

El documento elaborado presenta el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario del caso urbano de La Concordia-Jinotega en Nicaragua; contiene los cálculos hidráulicos y topográficos de dos alternativas de red de recolección de aguas residuales (una convencional y otra condominial) con su sistema de tratamiento y los planos respectivos.

La construcción del sistema de alcantarillado elegido se realizará aproximadamente en el área de 38.31 Ha que corresponden al casco urbano de la ciudad.

De acuerdo a la topografía se trazaron dos alternativas de redes de recolección, convencional y condominial; cada una de las alternativas han sido evaluadas con parámetros de cobertura de población proyectada y costos de construcción; seleccionando la red tipo condominial con un costo de construcción de **C\$ 23,495,050.15** y una cobertura del 97.39%, resultando una longitud de tubería de 8,049.74m PVC clase SDR-41 de diámetro 100 mm (4") y 2277.85 m de tubería PVC clase SDR-41 de diámetro 150mm (6"); la recolección de las aguas se da por medio de ramales ubicados en patios y aceras que se unen a la red pública con colectores principales ubicados en sentido de N-S hasta llegar al Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales.

Se ubicaron dos Sistemas de tratamiento en dos lugares diferentes, seleccionados de acuerdo a la topografía del casco urbano; el primero es la planta Sur-Oeste que trata las aguas residuales generadas por el 8.16% de la población total, la cual consta de un tanque séptico y filtro anaerobio de flujo ascendente y biofiltro, con disposición final en un zanjón afluente del Río Viejo; la otra planta (con una cobertura del 89.24%), consiste en una reja de limpieza manual, un desarenador doble con medidor de flujo tipo Parshall, un Tanque Imhoff y el Biofiltro, con descarga en la quebrada La Mora afluente del Río Viejo.

El costo total del sistema sería entonces **C\$ 40, 940,618.88** equivalentes a **\$ 1,427, 497.17** con un costo per cápita **\$553.72** con una tasa de cambio de C\$28.68 por \$1 hasta el mes de julio de 2016.

INDICE

Contenido

I.- INTRODUCCIÓN	1
1.1.- GENERALIDADES	1
1.2.- ANTECEDENTES.....	3
1.3.- JUSTIFICACIÓN	4
II.- OBJETIVOS	6
2.1.- OBJETIVO GENERAL.....	6
2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
III.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	7
3.1.- POSICIÓN GEOGRÁFICA	7
3.2.- RESEÑA HISTÓRICA	7
3.3.- CLIMA Y PRECIPITACIÓN	8
3.4.- RELIEVE.....	9
3.5.- ECONOMÍA.....	9
3.6.- POBLACIÓN	10
3.7.- VIALIDAD Y TRANSPORTE.....	10
3.8- SERVICIOS BÁSICOS.....	11
IV.- MARCO TEÓRICO	11
4.1.- GENERALIDADES	11
4.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....	12
4.2.1.- Métodos de cálculo.....	12
4.2.2.- Proyección de población con la tasa de crecimiento geométrico	12
4.3.- CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES	12
4.3.1.- Consumo doméstico	12
4.3.2.- Consumo comercial, industrial y público.....	13
4.3.3.- Caudal de infiltración (Q_{inf}).....	13
4.3.4.- Caudal especial (Q_{esp}).....	14
4.3.5.- Caudal medio de aguas residuales domesticas (Q_m)	14
4.3.6.- Coeficiente de retorno (CR)	15

4.3.7.- Gastos máximos de aguas residuales ($Q_{\text{máx}}$).....	15
4.3.8.- Gasto mínimo (Q_{min}).....	17
4.3.9.- Caudal de diseño (Q_d).....	17
4.4.- PERIODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS	18
4.5.- HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS.....	18
4.5.1.- Fórmula y coeficiente de rugosidad.....	18
4.5.2.- Diámetro mínimo.....	19
4.5.3.- Pendiente máxima	19
4.5.4.- Pendiente mínima.....	19
4.5.5.- Pérdida de carga adicional.....	20
4.5.6.- Cambio de diámetro	20
4.5.7.- Ángulos entre tuberías.....	20
4.5.8.- Cobertura sobre tuberías.....	20
4.5.9.- Ubicación de las alcantarillas	21
4.5.10.- Ubicación de los ramales condominiales y su recubrimiento mínimo.	21
4.6.- DISPOSITIVOS DE INSPECCION.....	22
4.6.1.- Diámetros y profundidades de los dispositivos de inspección para el trazado de la red condominial.....	22
4.6.2.- Ubicación de pozos de visita sanitario	22
4.6.3.- Distancia máxima entre pozos	23
4.6.4.- Características del pozo de visita	23
4.7.- CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES	23
4.7.1.- Caracterización de aguas residuales	23
4.8.- PROCESO DE PRE-TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	23
4.8.1.- Rejillas	24
4.8.2.- Desarenadores	26
4.9.-DISPOSITIVO PARA MEDICIÓN DE CAUDAL (MEDIDOR PARSHALL)	28
4.10.- PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	29
4.10.1.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Lagunas de Maduración	30
4.10.2.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Filtro Percolador + Tanque Sedimentador	31
4.10.3.- Tratamiento Preliminar + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración	32
4.10.4.- Tratamiento Preliminar + Tanque Imhoff + Biofiltro	33

4.10.5.- Tratamiento Preliminar + Tanque séptico+ Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.	36
4.11.- CALIDAD DEL AGUA DESPUÉS DEL PROCESO DE TRATAMIENTO TOTAL	36
4.12.- MANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	38
V.- DISEÑO METODOLÓGICO	38
5.1.- ESTUDIOS BÁSICOS	38
5.1.1- Información existente.....	39
5.1.2- Topografía	39
5.1.3. Censo poblacional	39
5.1.4. Estudios de suelo	39
5.2. -ESTUDIOS DE GABINETE.....	39
5.2.1.-Estudio de población	39
5.2.2.- Cálculo de caudales.....	40
5.2.3.- Diseño de la red de alcantarillado	42
5.2.4.-Diseño del sistema de tratamiento.....	48
VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	54
6.1. RED DE ALCANTARILLADO.....	54
6.1.1.- Alternativa condominial.....	55
6.1.2.- Alternativa convencional	57
6.1.3.- Selección de alternativas de red de alcantarillado sanitario	59
6.2.- SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	59
6.2.1.- Análisis del sistema de tratamiento seleccionado.....	60
6.2.2.- Descripción de la alternativa seleccionada.....	63
VII. OBRAS PROPUESTAS	65
7.1.- RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	65
7.2.- SISTEMA DE TRATAMIENTO Y OBRAS HIDRÁULICAS.	65
7.2.1.- Tratamiento preliminar y elementos hidráulicos secundarios.	66
7.2.2.- Tratamiento primario	68
7.2.3.- Tratamiento secundario.....	68
VIII. COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRAS	69
8.1.-RED DE ALCANTARILLADO.	69
8.2.-SISTEMAS DE TRATAMIENTO.....	70
8.2.1.-Planta Sur-Oeste.	70

8.2.2.-Planta Sur-Este.....	71
IX.- CONCLUSIONES	73
X.- RECOMENDACIONES.....	74
XI.- BIBLIOGRAFIA.....	76
XII.- APÉNDICES	78

INDICE DE TABLAS

TABLA 1.- Tabla de servicios básicos de La Concordia	11
TABLA 2.- Dotación de agua	13
TABLA 3.- Consumo comercial, industrial y público	13
TABLA 4.- Coeficiente de caudal máximo horario.	16
TABLA 5.- Períodos de diseño para las estructuras de alcantarillado sanitario	18
TABLA 6.- Coeficiente de rugosidad en tuberías.....	19
TABLA 7.- Dispositivos de inspección	22
TABLA 8.- Información típica para el diseño de rejilla de barra	25
TABLA 9.- Velocidad de sedimentación de partículas.....	27
TABLA 10.- Información típica para el diseño de desarenador de flujo horizontal	27
TABLA 11.- Valores de "K" y "n" en el Medidor Parshall	29
TABLA 12.- Información típica para el diseño de tanque imhoff.....	35
TABLA 13.- Parámetros de calidad de agua	37
TABLA 14.- Población de diseño.....	40
TABLA 15.- Alternativas para el sistema de tratamiento	49
TABLA 16.- Matriz de evaluación de los sistemas de tratamiento propuestos.....	50
TABLA 17.- Resumen y comparación de resultados de las redes diseñadas.....	58
TABLA 18.- Resumen y comparación de resultados de los sistemas de tratamiento propuestos.....	61
TABLA 19.-Obras de la red de alcantarillado sanitario.....	65
TABLA 20.-Obras del sistema de tratamiento.	65
TABLA 21.- Costo total de las alternativas de redes diseñadas.	70
TABLA 22.- Costo total del Sistema de Tratamiento Seleccionado planta Sur-Oeste. ..	71
TABLA 23.- Costo total del Sistema de Tratamiento Seleccionado Planta Sur-Este.....	72

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- Macro y Microlocalización del Municipio de La Condordia.....	7
FIGURA 2.- Precipitación Media Anual en mm.....	9
FIGURA 3.- Mapa de Distribución Poblacional.	10
FIGURA 4.- Red Vial Municipal.....	10
FIGURA 5.- Rejillas.....	24
FIGURA 6.- Desarenadores de 2 unidades en paralelo	26
FIGURA 7.- Medidor Parshall	28
FIGURA 8.- Esquema del Sistema RAFA + Lagunas de maduración	31
FIGURA 9.- Esquema del Sistema RAFA + FP + Sedimentador secundarios.....	32
FIGURA 10.- Esquema del Sistema de Tratamiento por Lagunas	33
FIGURA 11.- Esquema del Sistema de Tratamiento Tanque Imhoff + Biofiltro	34
FIGURA 12.- Pestaña Select Data Source Type.....	45
FIGURA 13.- Barra de de herramientas ModelBuilder.....	45
FIGURA 14.- FlexTable.....	45
FIGURA 15.- Leyenda de velocidades.....	46
FIGURA 16.- Vista de la red modelada.....	47

INDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1.- Cobertura de los tipos de redes de alcantarillado propuestos	48
GRÁFICO 2.- Ubicación del tramo crítico	56
GRÁFICO 3.- Criterios evaluados de los sistemas de tratamiento	62
GRÁFICO 4.- Calificación final de los sistemas de tratamiento.....	62

I.- INTRODUCCIÓN

1.1.- GENERALIDADES

El vertido directo y el tratamiento inadecuado de las aguas residuales generadas por las actividades humanas es una de las principales causas de contaminación de las aguas subterráneas, fluviales y marinas, reduciendo el oxígeno disuelto en éstas, lo cual trae como consecuencia la disminución de la biodiversidad existente, la alteración y degradación de los ecosistemas asociados.

La importancia de la expansión de la red de agua potable y desagües cloacales radica en la existencia de múltiples externalidades positivas en la calidad de vida de los hogares (especialmente en aquellos de bajos recursos y alta vulnerabilidad), en el desarrollo de las naciones y el cuidado del medio ambiente. El impacto directo más significativo se concentra en la salud de los habitantes especialmente de los niños, puesto que las enfermedades de origen hídrico aumentan las tasas de morbilidad y mortalidad infantil, así como también causan problemas de desnutrición. Estas enfermedades pueden ser contagiadas por múltiples vías: ya sea al beber o tener contacto con agua contaminada, así como también mediante la ingesta de alimentos regados con aguas servidas, falta de higiene personal (lavado de manos) y de los alimentos.

Para solucionar tales impactos, es necesario implementar redes de tuberías para Alcantarillado Sanitario que llevan las aguas residuales a un sistema de tratamiento que regula las propiedades bioquímicas de ésta. La recolección, tratamiento y evacuación de las aguas tiene por objetivo prevenir y eliminar una serie de enfermedades, proteger el medio ambiente y mejorar la calidad de vida de los habitantes de la zona.

De esta forma, al contar con un sistema de abastecimiento de agua, saneamiento y tratamiento de aguas residuales adecuado, el país reduce parte del gasto público y de las familias en salud para atender enfermedades de transmisión hídrica, contaría con una mayor cantidad de población económicamente activa dando lugar a un mercado de trabajo más grande, y paralelamente también

podría fomentar diferentes industrias (agrícola, ganadera, pesquera, turística, recreativa, etc.).

En el país existen muchos municipios que no presentan sistema de control de aguas servidas, factor que propicia la contaminación y presenta un obstáculo en el desarrollo de la municipalidad. Según datos de ENACAL aproximadamente el 53% del sector urbano del país cuenta con alcantarillado sanitario.

La ciudad de La Concordia no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario; como finalidad en el presente trabajo se ha planteado el objetivo de dar solución a la problemática que presenta el manejo de las aguas servidas del casco urbano, realizando el diseño de la red de recolección y su planta de tratamiento, obteniendo a partir de un análisis ingenieril el diseño del sistema más económico, funcional y amigable con el medio ambiente que permita el desarrollo de la localidad y el bienestar de sus habitantes, contribuyendo así a la modernización de la zona norte del país.

1.2.- ANTECEDENTES

La recolección y el tratamiento de aguas residuales no es algo que se empieza a realizar en estos últimos años, de hecho data de los años 30 cuando aparecieron las primeras propuestas de saneamiento de aguas residuales en América Central.

En el país, las ciudades que poseen alcantarillado sanitario son: Boaco, Corinto, Rivas, Estelí, Chinandega, Masaya, Granada, León, Jinotega, San Marcos, Somoto, Ocotal, entre otras. El desarrollo de la zona norte ha sido más lento debido a la centralización de las actividades económicas en el pacífico y los conflictos bélicos que se asentaron en la zona, por lo que en el departamento de Jinotega solo 1 de 7 municipios cuenta con alcantarillado sanitario (San Rafael del Norte).

La Concordia cuenta con un casco urbano ordenado y poco comercial con algunas tiendas, oficinas, bodegas y puestos de granos básicos, lo que hace de ésta una zona muy importante para el crecimiento local.

No existe servicio de Alcantarillado Sanitario, la población hace uso de la letrina tradicional y sumideros. No se han encontrado estudios previos con el fin de realizar el diseño de un Sistema de Tratamiento y Recolección de Aguas Servidas para el casco urbano; la alcaldía municipal cuenta solamente con el plano catastral de la ciudad (levantado con cinta) y es la encargada de la administración del agua potable. No existen registros de consumo de agua ya que se paga una tarifa única y sólo se hacen algunas pruebas de rutina en la obra de captación abierta para garantizar la calidad de agua.

El MINSA en sus oficinas locales cuenta con información poblacional actualizada y con los datos de atención de enfermedades de origen hídrico los cuales fueron tomados en cuenta para el desarrollo del tema.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

Debido a la falta de un sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas en la ciudad de La Concordia las viviendas lanzan las aguas grises a las calles, lo que genera mal aspecto y molestia en la población. Las letrinas del tipo seco son las más utilizadas en la periferia del pueblo mientras que en la parte central hacen uso predominante de los sumideros.

Las aguas negras como foco de contaminación directa amenazan a los pobladores de la ciudad (ver fotos 1 y 2) con enfermedades como el cólera, la diarrea, el parasitismo, la fiebre tifoidea o enfermedades virales como la hepatitis infecciosa. Según datos del MINSA en su oficina local en el año 2015 se atendieron 148 casos de diarrea, 12 casos de hepatitis y 3042 enfermedades del tipo respiratoria (en todo el municipio).



Foto N°1= Descarga de aguas residuales a calle.



Foto N°2= Descarga de aguas grises a cuneta.

Para ofrecer un ambiente salubre en el municipio, se tiene la necesidad de diseñar y construir un sistema de alcantarillado sanitario con una planta de tratamiento que permita mejorar la calidad de vida de cada habitante.

Con el diseño del alcantarillado sanitario se contribuye al buen uso de las aguas servidas, lo cual evitará contaminar los suelos, las aguas superficiales y subterráneas, elementos que son de suma importancia para la actividad agrícola de la zona. También con la ejecución del proyecto se generarán fuentes de

empleos de forma directa e indirecta a gran magnitud aportando ingresos a las familias de la localidad. Se reducirá el número de casos de enfermedades del tipo hídrica y se le dará una presentación más estética al casco urbano del municipio.

La información requerida será recolectada mediante estudios básicos de campo y los resultados generados serán utilizados para la gestión y ejecución del proyecto.

II.- OBJETIVOS

2.1.- OBJETIVO GENERAL

- Diseñar la red de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento para el casco urbano de La Concordia-Jinotega.

2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recolectar la información existente necesaria como: censos, planes urbanísticos, servicios existentes, estudios geológicos, geotécnicos, sanitarios e hidrológicos, para la realización del diseño.
- Realizar estudio para la estimación de la población de diseño y cantidad de aguas residuales que se generarían para un período de 20 años.
- Diseñar la red de alcantarillado sanitario para la recolección y evacuación de aguas residuales, como alternativa de solución a los problemas de saneamiento de la localidad.
- Estudiar diferentes alternativas para el sistema de tratamiento, seleccionando la de mejor funcionamiento técnico-económico y que cumpla con las normas de vertido del Decreto 33-95 del MARENA.
- Calcular las cantidades de obras y los costos de las obras propuestas.

III.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.- POSICIÓN GEOGRÁFICA

El municipio de La Concordia, pertenece al departamento de Jinotega. (fig.1) Está ubicado a 197km de la capital y tiene una extensión territorial de 122 km², lo que representa el 1.3% del territorio del departamento. Posee una altura de 905 metros sobre el nivel del mar y una posición geográfica de 13° 11' Latitud Norte y 86° 10' Longitud Oeste.

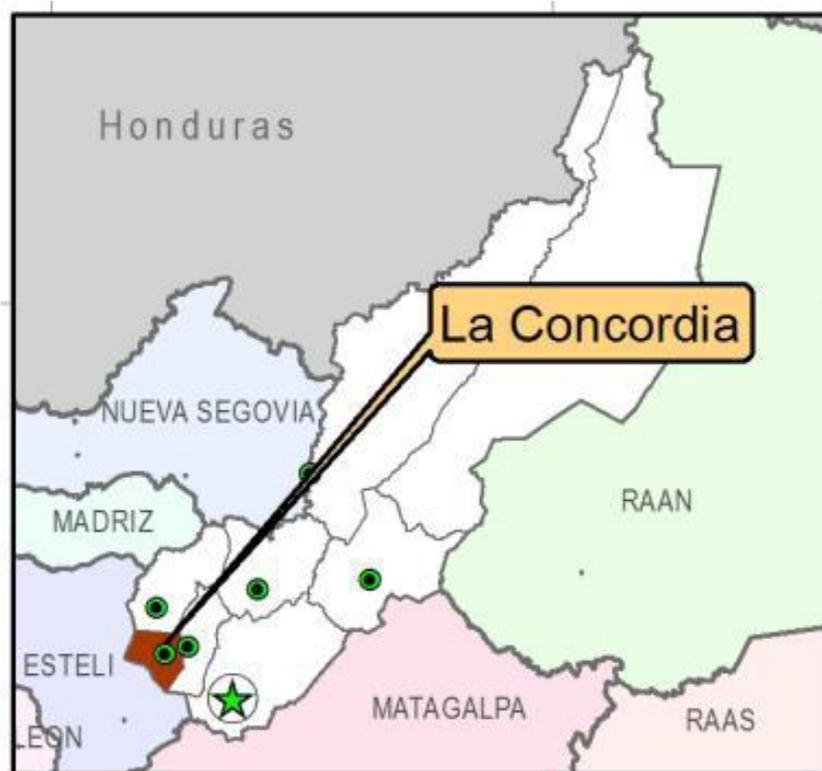


FIGURA 1.- Macro y Microlocalización del Municipio de La Condordia.

Fuente: Alcaldía Municipal.

3.2.- RESEÑA HISTÓRICA

La Concordia es un municipio de Jinotega situado al suroeste de este extenso departamento; es pequeño, poco conocido y poco publicitado. Sin embargo tiene mucha historia.

A fines del siglo XVIII o principios del XIX vivía en San Rafael del Norte un criollo orgulloso y dueño de muchas caballerías y tierras en lo que actualmente es La Concordia y sus comarcas: La Mora, Los Calpules al norte, Valerio y hasta El Coyolito al Sur y oeste. Este gran señor, posiblemente de horca y cuchillo era don Pedro Rodríguez Lanza. Por diferencias con las autoridades de San Rafael,

dispuso largarse del lugar, efectivamente se trasladó a sus tierras llevándose a su numerosa familia, sus ganados, sus árboles frutales y hasta la tierra de sus casas. Lo acompañaron en el éxodo sus amigos don Encarnación Rivera y don Santos Zamora. Eran tierras muy quebradas las de sus dominios, pero en un claro formado por dos planos inclinados, uno de Este a Oeste, otro de Norte a Sur, se fincaron y trazaron lo que sería el nuevo pueblo al que llamaron La Concordia, con los lineamientos habituales de los pueblos coloniales: Una plaza abierta, en el centro el templo, rodeando la plaza el cabildo y las casas de los señores principales. Partiendo de la plaza las calles cruzadas por incipientes avenidas. Hubo desde el principio cuatro manzanas bien definidas de 400 varas cuadradas cada una.

Idílicamente vivieron los concordianos pasada la Independencia (1821) hasta finales del siglo XIX. Muchas familias se fueron sumando a las fundadoras, Zeledón, Castilblanco, Morazán, procedentes de Honduras, Herrera, Arauz, López y otros.

Al día de hoy La concordia es una ciudad con un casco urbano organizado que cuenta con los servicios de agua potable y electricidad.

3.3.- CLIMA Y PRECIPITACIÓN

El Municipio de La Concordia goza de un Clima de Sabana Tropical de Altura, Caracterizándose por ser cálido en la mayor parte del territorio, a excepción de la porción montañosa.

La Concordia no cuenta con una estación meteorológica completa que registre parámetros atmosféricos, la estación más cercana está ubicada en el municipio de Jinotega en el departamento de Jinotega.

En el mapa se ilustra la ubicación de las curvas de precipitación que registran las estaciones meteorológicas en este sector.



FIGURA 2.- Precipitación Media Anual en mm.
Fuente: MTI

3.4.- RELIEVE

En el municipio La Concordia, predomina el terreno accidentado y montañoso con muchas elevaciones en la zona oriental y noroccidental del municipio, cuenta con tierras planas en poca cantidad. Las principales montañas que se destacan son: Santa Rosa ubicada al sur de La concordia, Las chichiguas y las alturas del volcán de Yalí al occidente y al oriente las montañas de El salto.

3.5.- ECONOMÍA

La población de la zona se dedica a la actividad agrícola y ganadera. Hace muchos años existió explotación de madera preciosa en abundancia tales como: cedro, caoba, pochote, sauce, laurel, etc. Actualmente tras la deforestación existen maderas de pino y otras variedades de menor uso e importancia.

3.8- SERVICIOS BÁSICOS

Los servicios públicos e infraestructura de La Concordia incluyen: energía eléctrica, telecomunicaciones, internet público, abastecimiento de agua, puesto de salud, escuelas primarias y centros de educación secundaria.

El agua potable es captada abiertamente en El Cipresal contando con servicio las 24 hrs y en todo período el año con un sistema artesanal de cloración; con 519 conexiones domiciliarias.

TABLA 1.- Tabla de servicios básicos de La Concordia.

Servicio	Ente regulador
Agua Potable	Alcaldía Municipal
Internet público	Alcaldía Municipal /Claro
Energía Eléctrica	Disnorte
Centro de Salud	MINSA Jinotega
Centros de Educación	MINED Jinotega

Fuente= Alcaldía Municipal de La concordia.

IV.- MARCO TEÓRICO

4.1.- GENERALIDADES

Para iniciar el diseño de un sistema de alcantarillado se debe tener un buen conocimiento del área donde se pretende implantar dicha obra, por consiguiente es necesario proceder con una investigación de todas las condiciones que puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, hacer visitas de campo a la zona y concientizar a la población.

La cantidad de aguas residuales está en dependencia de la población a servir y del consumo de agua que se vierta en el sistema de tratamiento.

4.2.- PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

Para la determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad y desarrollar el proyecto de instalaciones de recolección, tratamiento y evacuación, y futuras extensiones del servicio, es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño.

4.2.1.- Métodos de cálculo

Los métodos más comunes implementados a la hora de una proyección poblacional son: el método aritmético, la tasa de crecimiento geométrico, la tasa de crecimiento a porcentaje decreciente, el método gráfico de tendencia, el método gráfico comparativo, el método por porcentaje de saturación, etc.

4.2.2.- Proyección de población con la tasa de crecimiento geométrico

La fórmula empleada para la proyección de la población es la siguiente:

$$P_n = P_0(1 + r(\%))^n$$

Dónde: **P_n** = Población al cabo de “n” años.

P₀ = Población actual

n = número de años a los que se proyecta la población

r (%) = Incremento geométrico anual

La tasa de crecimiento geométrico: este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se adopta un rango entre 2.5-4%

4.3.- CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES

4.3.1.- Consumo doméstico

Como se muestra en la Tabla No 2, el consumo doméstico de agua potable para las ciudades del país, excepto Managua, es el siguiente:

TABLA 2.- Dotación de agua

Rango de Población	Dotacion (lt/pers-dia)
0 - 5000	100
5000 - 10 000	105
10 000 - 15 000	110
15 000 - 20 000	120
20 000 - 30 000	130
30 000 - 50 000	155
50 000 - 100 000 y mas	160

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo III, Acápite 3.2.2

4.3.2.- Consumo comercial, industrial y público

Se deberá usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, para todas las zonas del país (a excepción de Managua). En casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada. Ver Tabla No. 3

TABLA 3.- Consumo comercial, industrial y público

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o institucional	7
Industrial	2

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA - Capítulo III, Acápite 3.3.2

4.3.3.- Caudal de infiltración (Qinf)

No se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas, en unión de colectores con las cámaras de inspección.

El coeficiente de infiltración varía según:

- La altura de nivel freático sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado, tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

Cuando no existe la previsión de implementación de un sistema pluvial a corto o mediano plazo, es necesario considerar un mayor aporte de las aguas pluviales, desde patios anteriores debido a las características especiales de la población para este depósito se adopta un valor máximo de 2.0 L/seg/Ha o 2,500 Gal/Ha/Día para tuberías de concreto y de 1,300 Gal/Ha/Día para tuberías de PVC.

4.3.4.- Caudal especial (Qesp)

El aporte institucional varía con el tipo y tamaño de la institución, (instituciones pública, hospitalarias, hoteles, colegios, cuarteles y otros similares) por lo que debe considerarse cada caso particular.

4.3.5.- Caudal medio de aguas residuales domésticas (Qm)

El caudal medio diario de aguas residuales, el cual se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenidas como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aporte de aguas residuales, lo cual es usual en la mayoría de los casos, se debe cuantificar este aporte en base al consumo de agua potable obtenido en el diseño del sistema de agua potable.

$$Q_m = \frac{CR \times Dotac \times D \times A}{86,400 \text{ Seg/Día}}$$

Dónde:

Qm = caudal de aguas residuales domésticas, ℓ/s

CR = Coeficiente de retorno

Dotac. = dotación de agua potable, ℓ/habit-d

D = Densidad de población de la zona, habit/Ha

A = área de drenaje en la zona, Ha

La estimación del gasto promedio de un área de drenaje puede basarse sobre el aporte de agua negras por persona multiplicada por la población del área.

Sobre el producto del número de edificio de diferentes clases existen en el área, por una estimación de los ocupantes de cada edificio.

Sobre el producto del área por una estimación de su densidad de población. El máximo se obtiene usando el factor del promedio. Bajo este concepto se consideran los aportes señalados de las Normas Técnicas de INAA, reducidos en un 20%.

4.3.6.- Coeficiente de retorno (CR)

Este coeficiente toma en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, por razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros. Se puede establecer entonces que solo un porcentaje del total del agua consumida es devuelto al alcantarillado. Este porcentaje es denominado coeficiente de retorno o aporte, el que estadísticamente fluctúa entre 60% y 80%.

4.3.7.- Gastos máximos de aguas residuales ($Q_{máx}$)

El gasto máximo de aguas residuales domésticas es un factor que regula el cálculo de capacidad de los conductos. Ya que debe ser suficiente para conducir el gasto máximo, se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmón.

$$Q_{máx} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] Q_m$$

Dónde: $Q_{máx}$ = Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas.

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00.

El caudal máximo diario es la relación entre el gasto máximo y el promedio. Su alcance está recomendado a poblaciones de 1,000 y 100,000 habitantes, sin embargo no se señala ninguna limitación.

El **Caudal máximo horario** que se utiliza para el diseño de la red condominial se determina utilizando el coeficiente de flujo máximo.

$$Q_{m\acute{a}x} = (k)Q_m$$

Dónde: $K = (K_1) (K_2)$

$K_1=1.2$; Es el coeficiente para estimar el caudal máximo diario con relación al caudal medio diario

$K_2 = 1.5$ a 2.2 ; Coeficiente de caudal máximo horario, es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio horario conforme la Tabla siguiente.

TABLA 4.- Coeficiente de caudal máximo horario.

Tamaño de la población (hab)	Coeficiente K_2
<2,000	2.2
2,000 a 10,000	2
10,000 a 100,000	1.8
>100,000	1.5

Fuente= Norma técnica de diseño para sistemas de alcantarillado, Bolivia.

4.3.8.- Gasto mínimo (Q_{min})

El gasto mínimo de aguas residuales domésticas es un factor que regula el cálculo de capacidad de los conductos, deben de construirse con una pendiente tal que no haya sedimentación durante los periodos de gastos mínimos. Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m$$

El valor que se acepta como límite inferior del menor gasto probable para cualquier tramo de la red de alcantarillado sanitario, tiene un valor de 2 L/s que corresponden a la descarga de un inodoro. Considera además la aplicación de la probabilidad de uso. Además de las aguas domesticas e industriales los conductos evacuan aguas que son aportadas por infiltración y aguas provenientes de conexiones ilícitas.

4.3.9.- Caudal de diseño (Q_d)

El caudal de diseño para alcantarillas es el caudal máximo, para el caso de alcantarillado con un adecuado control en las conexiones domiciliare más caudales adicionales como caudal de infiltración más caudales especiales, que pueden ser comercial, industrial, institucional u otros.

Se calculará de la siguiente forma:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + Q_{inf} + Q_{esp}$$

Dónde: Q_d = Caudal de diseño (l/s)

$Q_{m\acute{a}x}$ = Caudal máximo (l/s)

Q_{inf} = Caudal de infiltración (l/s)

Q_{esp} = Caudal especial (l/s)

4.4.- PERIODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta que punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata y cuáles son las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema, Ver Tabla 5.

TABLA 5.- Períodos de diseño para las estructuras de alcantarillado sanitario

Rango de Población	Dotación (lt/pers-día)	Periodo de diseño / años
Colecoras principales Emisarios de descarga	Difícil y costoso de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias ∅ 375 mm		25 o más
Planta de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse po Etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo a) De gran tamaño b) Normales		15 a 25 10 a 15

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA, - Capítulo IV, Acápito 4.1

4.5.- HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS

4.5.1.- Fórmula y coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base a la fórmula de Manning. En Tabla No. 6, se indican los valores del coeficiente de rugosidad “n” de

Manning, para las tuberías de uso más corriente. La Fórmula de Manning es la siguiente:

$$V = \left(R^{2/3} \times S^{1/2} \right) \frac{1}{n} \text{Dónde:}$$

V = velocidad de escurrimiento

R = Radio hidráulico = Área de tubería / Perímetro mojado

S = Pendiente hidráulica

n = coeficiente de Manning para tuberías de PVC

TABLA 6.- Coeficiente de rugosidad en tuberías

Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013
Polivinilo (PVC)	0.009
Polietileno (PE)	0.009
Asbesto - Cemento (AC)	0.010
Hierro Galvanizado (H°G°)	0.014
Hierro Fundido (H°F°)	0.012
Fibra de vidrio	0.010

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA, - Capítulo V, Acápito 5.1

4.5.2.- Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150mm (6") en el sistema convencional y de 100mm (4") para sistema Condominial.

4.5.3.- Pendiente máxima

Aquella pendiente que produzca una velocidad máxima de 3 m/s.

4.5.4.- Pendiente mínima

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la tensión de arrastre, según la siguiente ecuación:

En la cual: $f = W \times R \times S$

Dónde:

f = Tensión de arrastre en Pa

W = Peso específico del líquido en N/m³

R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m

S = Pendiente mínima en m/m

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1$ Pa

4.5.5.- Pérdida de carga adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25V^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos menor que 3cm.

4.5.6.- Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías.

4.5.7.- Ángulos entre tuberías

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

4.5.8.- Cobertura sobre tuberías

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a poca profundidad, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

4.5.9.- Ubicación de las alcantarillas

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía.

En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía. En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

4.5.10.- Ubicación de los ramales condominiales y su recubrimiento mínimo.

Ramal de acera: A 0.7m como mínimo del límite del lote. En este caso, las conexiones son realizadas por medio de TEE Sanitaria o caja de inspección. De esta TEE Sanitaria se conecta un tramo de ramal hasta 0.7m dentro del lote, finalizando con una caja de inspección que recibe la conexión de las instalaciones sanitarias de la vivienda.

El recubrimiento mínimo en aceras es de 0.6 m de profundidad.

Ramal de jardines: A 0.7m como mínimo del límite de frontal del lote (por dentro). En este caso, a lo largo del ramal hay una caja de inspección en cada lote para recibir las instalaciones sanitarias de la vivienda. El recubrimiento mínimo en jardines es de 0.4 m de profundidad.

Ramal de fondo de lote: A 0.7 m como mínimo del límite de fondo del lote. En este caso, a lo largo del ramal hay una caja de inspección en cada lote para

recibir las instalaciones sanitarias de la vivienda. El recubrimiento mínimo en el fondo del lote es de 0.3 m de profundidad.

4.6.- DISPOSITIVOS DE INSPECCION

4.6.1.- Diámetros y profundidades de los dispositivos de inspección para el trazado de la red condominial.

TABLA 7.- Dispositivos de inspección

Dispositivo de inspección (Diámetro interno)	Profundidad	Material	Utilización
CI - ϕ 0,40m	hasta 0,60m	concreto simple de 3000 psi	Ramal Condominial
CI- ϕ 0,60m	$0,60 < h \leq 1,20m$	concreto simple de 3000 psi	Ramal Condominial
CI- ϕ 0,60m	hasta 1,20m	concreto simple de 3000 psi	Red Pública con diámetro hasta 200mm, en acera
CI- ϕ 0,60m	hasta 1,20m	concreto armado de 3000 psi	Red Pública hasta 200mm en calle
PVS ϕ 1,0m	Mayor de 1,20m	concreto armado de 3000 psi ó ladrillo cuarterón	Red Pública hasta 300mm
PVS - ϕ 1,0m	Mayor de 1,20m	concreto armado de 3000 psi ó ladrillo cuarterón	Red Pública con diámetro de red hasta 400mm
PVS - ϕ 1,20m	Mayor de 1,20m	concreto armado de 3000 psi ó ladrillo cuarterón	Red Pública con diámetro hasta 700mm
PVS construido en sitio		concreto armado de 3000 psi	Red Pública con diámetro mayor de 700mm

Fuente= Normativa de alcantarillado sanitario condominial. Guía de criterios técnicos para el diseño de sistemas. INAA

4.6.2.- Ubicación de pozos de visita sanitario

Se deberán colocar pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar “Registros Terminales”.

4.6.3.- Distancia máxima entre pozos

<u>Diámetro ϕ (mm)</u>	<u>Separación máxima (m)</u>
150 a 400	100
450 y mayores	120

4.6.4.- Características del pozo de visita

El PVS será totalmente construido de concreto o con el cuerpo de ladrillo cuarterón apoyado sobre una plataforma de concreto. En el caso que el cuerpo sea de ladrillo éste deberá repellarse con mortero interna y externamente para evitar la infiltración en ambos sentidos. El diámetro interno (D) del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con diámetro $\phi = 750$ mm y menores; para alcantarillas con ϕ mayores de 750 mm, D deberá ser igual a $\phi + 0.6$ m.

4.7.- CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

4.7.1.- Caracterización de aguas residuales

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud.

4.8.- PROCESO DE PRE-TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento preliminar es el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

4.8.1.- Rejillas

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas.



FIGURA5.- Rejillas.

La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.

En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento. Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.

La Tabla No. 8 muestra valores típicos acerca de la geometría de rejas tanto de limpieza manual como mecánica.

TABLA 8.- Información típica para el diseño de rejilla de barra

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza Mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5 - 15	5 - 15
Profundidad (mm)	25 - 37.5	25 - 37.5
Separación entre barras (mm)	25 - 50	25 - 75
Ángulo con la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 - 0.60	0.60 - 1.10
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo IX, Acápite 9.2

- Pérdidas en rejillas

La pérdida de energía a través de la rejilla es en función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Estas pérdidas, en una rejilla limpia se determinarán aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{\frac{4}{3}} hv \sin \theta$$

Dónde:

h = pérdida de carga, m

β = factor de forma de las barras

w = Espesor de la barra, m

b = separación mínima entre barras, m

hv = energía de velocidad del flujo de aproximación, m/s

ϕ = ángulo de la rejilla con la horizontal

4.8.2.- Desarenadores

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso. Sin embargo la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado. Se deben de proveer un mínimo de dos unidades.



FIGURA 6.- Desarenadores de 2 unidades en paralelo

Existen dos tipos generales de desarenadores: de flujo horizontal y aireado.

Los desarenadores de flujo horizontal, para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a resuspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado.

En la práctica, para facilidad de construcción se usan desarenadores de sección trapecial, aproximada a la sección de diseño parabólica. Generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor de 0.20 mm. Ver Tabla - 9.

TABLA 9.- Velocidad de sedimentación de partículas

Material	Límite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>10	>10 000	100	Turbolento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0.100	1 000	10	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$ Allen
	0.080	600	8.3		
	0.050	180	6.4		
	0.050	27	5.3		
	0.040	17	4.2		
	0.030	10	3.2		
	0.020	4	2.1		
Arena Fina	0.015	2	1.5	Laminar	$V_s = \frac{1}{8} g \left[\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right] d^2$ Stokes
	0.010	0.8	0.8		
	0.008	0.5	0.6		
	0.006	0.2	0.4		
	0.005	1.0	0.3		
	0.004	1.0	0.2		
	0.003	1.0	0.13		
	0.002	1.0	0.06		
0.001	1.0	0.15			

Fuente: OPS/CEPIS

TABLA 10.- Información típica para el diseño de desarenador de flujo horizontal

Parámetro	Valores	
	Intervalos	Típicos
Tiempo de retención, s	45 - 90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.24 - 0.40	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
<i>Malla 65, m/min⁽¹⁾</i>	0.95 - 1.25	1.15
<i>Malla 106, m/min⁽¹⁾</i>	0.60 - 0.90	0.75
Relación largo: ancho	2.5:1 - 5:1	
Relación ancho: profundidad	1:1 - 5:1	
Cargas superficiales, m ³ /m ² .d	700 - 1600	
Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida	2. Hm - 0.5 L	

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo IX, Acápite 9.5

Hm = Profundidad máxima del desarenador

L = Longitud teórica del desarenador

(1) = Si el peso específico de la arena es substancialmente menor que 2.65, deben usarse velocidades inferiores.

4.9.-DISPOSITIVO PARA MEDICIÓN DE CAUDAL (MEDIDOR PARSHALL)

El medidor Parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto limpieza



FIGURA 7.- Medidor Parshall

que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar. Se deberá colocar a continuación del desarenador. Puede fabricarse de PVC o fibra de vidrio, pudiendo ser montado en el sitio para aumentar su precisión.

El gasto es obtenido por la ecuación siguiente:

$$Q = K (H_a)^n$$

Q = Caudal (gasto) en m³/s

Ha = Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A de la convergencia, contando esa distancia a lo largo de la pared de la convergencia de abajo para arriba, a partir de la sección extrema de abajo de la convergencia.

K y n = Valores numéricos que se muestran en la tabla siguiente de acuerdo con la magnitud de la garganta (W).

TABLA 11.- Valores de "K" y "n" en el Medidor Parshall

W (m)	"K"	"n"	Capacidad (m³/s)	
			Mínima	Máxima
0.0760	0.1760	1.5470	0.00085	0.0538
0.1520	0.3810	1.5800	0.00152	0.1104
0.2290	0.5350	1.5300	0.00255	0.2519
0.3050	0.6900	1.5220	0.00311	0.4556
0.4570	1.0540	1.5380	0.00425	0.6962
0.6100	1.4260	1.5500	0.01189	0.9367
0.9250	2.1820	1.5560	0.01726	1.4263
1.2200	2.9350	1.5780	0.03679	1.9215
1.5250	3.7280	1.5870	0.06280	2.4220
1.8300	4.5150	1.5950	0.07440	2.9290
2.1350	5.3060	1.6010	0.11540	3.4400
2.4400	6.1010	1.6060	0.13070	3.9500
0.30 - 2.40	$Q = 0.372 * W * (3.281 H_a)^{1.568} W^{0.026}$			

FUENTE: GUIAS TECNICAS INAA - Capítulo X, Acápite 10.3

Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior expresan a "k" y "n", siendo "n" los que se encuentran en forma exponencial en Tabla No.11.

Valores de "k" y "n" en el Medidor Parshall según ancho de Garganta. Fuente INAA.

4.10.- PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales o de la combinación adecuada de ellos, depende principalmente de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad de terreno, de la cantidad de población, caudal de aguas residuales, de los costos de construcción, operación del sistema de tratamiento y la confiabilidad del sistema de tratamiento.

La mejor opción de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

Se han analizados diversas alternativas para poder darle una salida integral al problema del tratamiento de las aguas residuales, logrando identificar las siguientes propuestas:

4.10.1.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Lagunas de Maduración

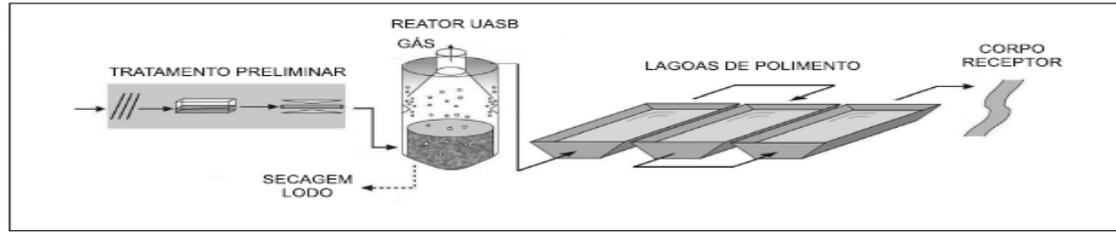
El sistema propuesto contempla un arreglo con Tratamiento preliminar + Tratamiento Primario (RAFA) + Tratamiento Secundario (LAGUNA DE MADURACION) (Ver Figura No. 8).

El RAFA(Reactor anaerobio de flujo ascendente) o UASB, son un tipo de biorreactor tubular que operan en régimen continuo y en flujo ascendente, es decir, el afluente entra por la parte inferior del reactor, atraviesa todo el perfil longitudinal y sale por la parte superior. Estos son reactores anaerobios en los que los microorganismos se agrupan formando biogránulos que hacen posible la realización de un buen tratamiento incluso a altas tasas de cargas orgánicas.

Las lagunas de maduración tienen como objetivo principal reducir la concentración de bacterias patógenas, estas lagunas generalmente son el último paso del tratamiento antes de volcar las aguas tratadas en los receptores finales en donde la remoción de organismos patógenos es uno de los objetivos más importantes y consecuentemente SS, DBO y DQO. Estos organismos a ser quitados incluyen bacterias, virus, quistes del protozoario y huevos de helmintos. (Sperling, Waste Satibilitation Ponds, 2007).

El RAFA + Laguna de pulimiento o maduración es una configuración muy interesante desde el punto de vista técnica, económica y ambiental, principalmente cuando hay limitaciones del área para la construcción de sistemas de lagunas. Además, los problemas relacionados al olor de las lagunas anaerobias pueden evitarse en utilizando los RAFA + Laguna de pulimiento o maduración. Ya que desde el reactor puede regularse el olor. (Chernicharo, 2007).

FIGURA8.- Esquema del Sistema RAFA + Lagunas de maduración



Fuente: Anaerobic Reactor, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

4.10.2.- Tratamiento Preliminar + RAFA + Filtro Percolador + Tanque Sedimentador

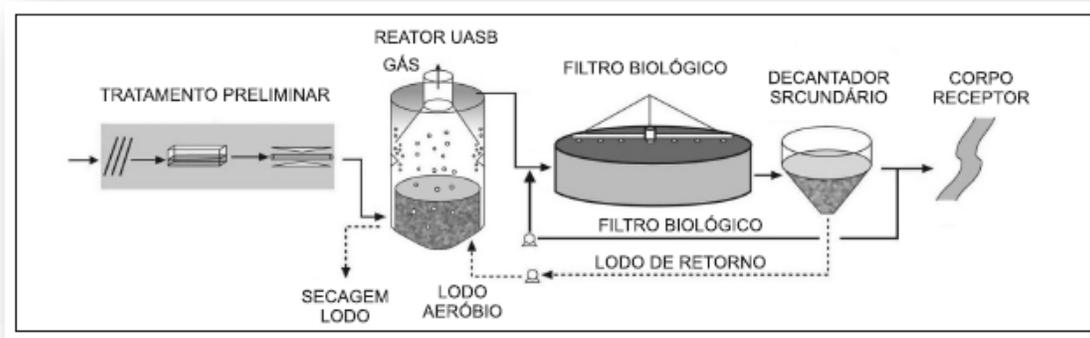
Las plantas de tratamiento que usan reactores de UASB seguidas filtros percoladores presente un esquema simple (Ver Figura 9). Básicamente, además del tratamiento preliminar unidades (rejillas y Desarenadores), el esquema comprende el RAFA seguido de las unidades de tratamiento biológicas (Filtros percoladores y un tanque de sedimentación secundaria).

Es importante remarcar que en esta configuración, el lodo en exceso es finalmente removido en el tanque de sedimentación secundaria, e incorporado al RAFA para su purificación. (Sperling, 2007).

La diferencia de este arreglo con respecto al anterior se centra en la sustitución de la laguna de pulimiento por unidades de filtros percoladores, este consiste en un tanque preferentemente circular, con material sintético (nuestro caso) en su interior, en el cual se dispone el agua residual en forma de gotas para ser recolectadas en el fondo por canales de recolección, el material filtrante con el tiempo permite el crecimiento bacteriano en la superficie formando una película fija, el cual entra en contacto con el agua residual actuando sobre los microorganismos y la materia orgánica.

Los lodos generados en el proceso se espesan y se estabiliza, para luego enviarse a las cámaras.

FIGURA9.- Esquema del Sistema RAFA + FP + Sedimentador secundarios



Fuente: (Sperling, 2007)

Existe una desventaja de este sistema con respecto a los demás y es el uso de equipos de bombeos para elevar el agua hasta los filtros percoladores, así como el lodo de retorno de los tanques sedimentadores hasta el canal de entrada del agua residual. Es notorio ver el incremento del costo por energía en la operación solo para el caso del cárcamo de bombeo.

4.10.3.- Tratamiento Preliminar + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración

El tratamiento de las aguas residuales mediante sistemas de Lagunas es uno de los sistemas de mayor uso en el país con muchas ventajas y desventajas como todo sistema.

Este es un sistema que contiene un Tratamiento Primario (LAGUNA FACULTATIVA) + Tratamiento Secundario (LAGUNA DE MADURACIÓN), (ver figura No. 10).

Las lagunas facultativas son aquellas que poseen una zona aerobia y una zona anaerobia, situadas respectivamente en superficie y fondo. Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismos, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. Sin embargo, los seres vivos más adaptados al medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones

cambiantes de oxígeno disuelto, típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año.

Además de las bacterias y protozoos, en las lagunas facultativas es esencial la presencia de algas, que son las principales suministradoras de oxígeno disuelto. La desventaja principal es el la concentración alta de algas en el efluente final que lleva a las restricciones serias por algunas agencias medioambientales. A diferencia de lo que ocurre con las lagunas aerobias, el objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

FIGURA10.- Esquema del Sistema de Tratamiento por Lagunas



Fuente: (Sperling, Waste Satibilisation Ponds, 2007)

4.10.4.- Tratamiento Preliminar + Tanque Imhoff + Biofiltro

El sistema propuesto contempla un arreglo con Tratamiento preliminar + Tratamiento primario (IMHOFF) + Tratamiento secundario (BIOFILTRO) (Ver Figura 11). Este sistema tiene como característica principal el bajo costo de operación y mantenimiento al no requerir de partes mecánicas.

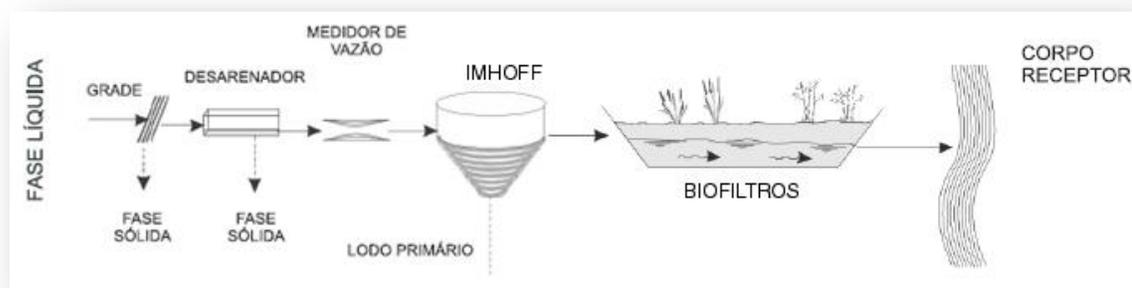
En el caso del tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

1. Cámara de sedimentación.
2. Cámara de digestión de lodos.
3. Área de ventilación y acumulación de natas.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, éstos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Los lodos acumulados en el digestor se extraen y se conducen a los lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce.

Por otro lado el Biofiltro es un sistema que imita a los humedales (pantanos) naturales, donde las aguas residuales se depuran por procesos naturales. El Biofiltro es un humedal artificial de flujo subterráneo, diseñado para maximizar la remoción de los contaminantes que se encuentran en las aguas residuales.

FIGURA11.- Esquema del Sistema de Tratamiento Tanque Imhoff + Biofiltro



Fuente: (Sperling,2007)

En este tipo de Biofiltro, las aguas residuales pretratadas fluirán lentamente desde la zona de distribución en la entrada de la pila, con una trayectoria horizontal a través del lecho filtrante, hasta llegar a la zona de recolección del efluente.

Durante su paso a través de las diferentes zonas del lecho filtrante, el agua residual es depurada por la acción de microorganismos que se adhieren a la superficie del lecho y por otros procesos físicos tales como la filtración y la sedimentación.

TABLA 12.- Información típica para el diseño de tanque imhoff

Parámetro	Unidad	Intervalo	Valor Típico
Cámara de sedimentación			
Volumen	m ³ /hab	-	0.03
Carga superficial	m ³ /m ² .hr	1.0 - 1.7	1.35
Carga sobre el vertedero efluente	m ³ /m.hr	7 - 25	24
Tiempo de retención	h	2.0 - 4.0	2
Velocidad e flujo	cm/min	-	30
Longitud / ancho	Relación	2:1 - 5:1	03:01
Pendiente del fondo (V/H)	Relación	5:4 - 7:4	03:02
Abertura de comunicación entre cámaras	cm	15 - 30	25
Proyección horizontal del saiente	cm	15 - 30	25
Deflector de espumas			
Por debajo de la superficie	cm	25 - 40	30
Por encima de la superficie	cm	-	30
Borde libre	cm	45 - 60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en % total	%	15 - 30	20
Anchura de cobertura	cm	45 - 75	60
Cámara de digestión			
Volumen	m ³ /hab	0.05 - 0.10	0.06
Pendiente mínima del fondo (V/H)	Relación		01:02
Tubería de extracción de lodos \emptyset	cm	20 - 30	25
Distancia libre hasta el nivel de lodo:	cm	30 - 90	60
Profundidad del tanque	m	7.25 - 9.5	9.0

FUENTE: GUIAS TÉCNICAS INAA, - Capítulo XI, Acápites 11.4

4.10.5.- Tratamiento Preliminar + Tanque séptico+ Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.

El sistema de tanque séptico seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente, se usa para tratar aguas servidas de pequeñas comunidades, obteniéndose resultados satisfactorios.

El uso de tanques sépticos se permitirá en localidades rurales, urbanas y urbanas marginales que no cuenten con red de alcantarillado o que estas se encuentren tan alejadas de la localidad y que resulte muy costosa su conexión. Así también se permitirá su uso como unidad de tratamiento para el caso de alcantarillado sanitario.

El líquido que sale del tanque séptico tiene altas concentraciones de materia orgánica y organismos patógenos por lo que se recomienda no descargar dicho líquido directamente a drenajes superficiales sino conducirlo al campo de oxidación para tratamiento.

Los tanques sépticos deben ser herméticos al agua, durables y estructuralmente estables. El concreto reforzado y el ferrocemento son los materiales más adecuados para su construcción. Al tanque séptico se le deben colocar tapas para la inspección y el vaciado. Se deben tomar precauciones para que salgan los gases que se producen dentro del tanque. Para esto se puede colocar un tubo de ventilación. (Fuente: CEPIS)

4.11.- CALIDAD DEL AGUA DESPUÉS DEL PROCESO DE TRATAMIENTO TOTAL

El efluente final del tratamiento secundario o terciario de la planta de tratamiento de aguas servidas domésticas deberá cumplir con los rangos y límites establecidos en el Decreto 33-95 para descargas a cuerpos de agua receptores presentados en la Tabla 13.

TABLA 13.- Parámetros de calidad de agua

PARÁMETRO	RANGOS Y LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PROMEDIO DIARIO
Temperaturas (Celcius)	50
PH	6 - 9
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	50
DBO (mg/l)	110
DQO (mg/l)	200
Grasas y aceites (mg/l)	20
Cromo total (mg/l)	1
Cromo hexavalente (mg/l)	0.5
Compuesto fenólico (mg/l)	0.5
Sulfuros total (mg/l)	0.5
Nitrógeno amoniacal (NH-N) (mg/l)	15
Arsénico total (mg/l)	2
Cadmio total (mg/l)	0.2
Cobre total (mg/l)	2
Níque total (mg/l)	2
Plomo total (mg/l)	0.5
Mercurio total (mg/l)	0.005
Selenio total (mg/l)	1
Zinc total (mg/l)	5
Fósforo total (mg/l)	5

Fuente: Decreto No. 33-95 Arto. 42

Decreto No. 33 – 95, Disposiciones para el Control de la Contaminación Proveniente de las Descargas de Aguas Residuales Domésticas, Industriales y Agropecuarias de la República de Nicaragua.

4.12.- MANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los manuales de operación y mantenimiento tienen como objetivo general proporcionar los mecanismos necesarios de solución a la labor de reparar o restaurar un equipo, una estructura, un proceso o una operación de tal forma que el rendimiento proyectado o esperado del mismo sea efectivo, seguro y realizado con economía para el bien de la comunidad a la cual se atiende, otorgando a los operadores de los sistemas una herramienta de trabajo bajo la forma de instructivos.

V.- DISEÑO METODOLÓGICO

La metodología para el diseño de este sistema de alcantarillado está basada en guías técnicas empleadas por el INAA y el CEPIS.

El proyecto fue elaborado en las dos etapas siguientes:

La primera consistió en la recopilación de todos los estudios básicos como censo poblacional, datos de agua potable, datos de enfermedades de origen hídrico, estudios de suelos con calicatas en el área designada para el sistema de tratamiento y en las calles, y el levantamiento topográfico que se realizó al casco urbano.

La segunda se basó en el trabajo de gabinete, apoyados en los resultados de los estudios básicos y aplicando los criterios y normas nacionales concernientes al estudio.

A continuación se describen las diferentes actividades realizadas:

5.1.- ESTUDIOS BÁSICOS

El dimensionamiento del proyecto se basó en los criterios técnicos y en la información obtenida de los estudios básicos reseñados a continuación.

5.1.1- Información existente.

Se recopiló toda la información existente en las diferentes instituciones como la alcaldía, MINSA, MTI, INIDE sobre estudios realizados en el sitio, que son insumos para el desarrollo del proyecto, información sobre el agua potable, registros de facturación de consumo y censos.

5.1.2- Topografía

Se efectuó el levantamiento topográfico al casco urbano con estación total Leica TC-405 con su debido equipo topográfico (prismas, brújula, cinta). Se realizaron las curvas de nivel a cada 0.5m en el software Civil 3D. Ver apéndice F-Planos-Topografía general (TOP-01).

5.1.3. Censo poblacional

Se usaron los datos proporcionados por la página electrónica oficial del Instituto Nacional para la Información y el Desarrollo (INIDE) a partir del censo realizado en 1971,1995 hasta el último en el 2005 y censos realizados por el Ministerio de Salud (MINSA) en el año 2015. Ver Apéndice A-1.

5.1.4. Estudios de suelo

Se realizaron estudios de suelo de forma manual en la zona de la planta de tratamiento y en dos calles por donde pasarán las colectoras; estos consistieron en calicatas hasta una profundidad de 1.0m.Ver anexo 4.

5.2. -ESTUDIOS DE GABINETE

5.2.1.-Estudio de población

5.2.1.1.- Período de diseño

Se proyectó para un período de 20 años de acuerdo a La Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Ver tabla 5

5.2.1.2.- Análisis de tasa de crecimiento poblacional

El método utilizado fue el Geométrico, la tasa seleccionada fue de 2.50% luego que el promedio obtenido por los censos fuera de 0.97% menor al rango establecido en las normas del INAA de 2.5-4%.Ver Apéndice A-2.

5.2.1.3.- Población de diseño

Para un período de diseño de 20 años y una tasa de crecimiento anual de 2.50%, la población proyectada resultó en 2,648 hab. Distribuyéndose a como se muestra en la Tabla No. 14.Ver Apéndice A-3.

TABLA 14.- Población de diseño

Área Servidas (Ha)	30.56
Población servida	2578
Población total	2648
Área Total (Ha)	31.383
Densidad(hab/Ha)	84.3755

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2.- Cálculo de caudales

5.2.2.1.- Consumo doméstico

Se utilizó una dotación de 106lppd obtenida de los registros de consumo de la comunidad de Sabana Grande (San Rafael del Norte) debido a que La Concordia no cuenta con registros de consumo, ya que se paga cuota fija por el servicio de agua potable. Está dotación es un valor un poco mayor al establecido en la tabla de las Guías técnicas de INAA, que muestra una dotación de 100lppd para poblaciones en el rango hasta los 5,000 habitantes.

FUENTE: Registros de consumo dados por Alcaldía San Rafael del Norte.

5.2.2.2.-Caudal especial

Los consumos especiales están dados por instituciones como la Alcaldía, Centros de Salud, La Policía Nacional, Escuelas, entre otros. Todas estas áreas fueron multiplicadas por un factor de reducción (Ver Tabla No. 3), que es un porcentaje de la dotación doméstica, lo que implica que las áreas especiales se vuelven equivalentes a áreas domésticas y se integran al caudal medio como tales, todo esto con el fin de hacer un diseño un poco más ideal.

5.2.2.3.- Caudal de infiltración (Qinf)

Se utilizaron 1,300 Gal/Ha/Día recomendados por el INAA dando un caudal de infiltración total de 36,738 Gal/día equivalente a 1.61lts/seg.

5.2.2.4.- Caudal medio (Qm)

Se consideró un factor de retorno del 80% de la dotación de agua potable para la población proyectada, rango establecido por el CEPIS y adoptado por INAA para efectos de diseño.

5.2.2.5.- Caudal máximo (Qmáx)

El gasto máximo de aguas residuales para el sistema convencional se calculó utilizando una relación de Harmón igual a 3.0 en los casos en que el calculado no fuese mayor de 3(1.8 al 3.0).

El caudal máximo horario para el análisis de la red condominial, se calculó como un producto de del coeficiente de flujo máximo (en este caso 2.2) con el caudal medio.

5.2.2.6.-Caudal de diseño (Qd)

El caudal de diseño se basó en la suma de todos los caudales anteriormente mencionados. Para ver resultados de los caudales locales y el caudal total. Ver Apéndice B-1 y B-2

5.2.3.- Diseño de la red de alcantarillado

El sistema de alcantarillado sanitario se diseñó de tipo separado, es decir que solamente se recolectará y conducirá aguas residuales domésticas del casco urbano, por lo tanto se deberán evitar descargas pluviales al sistema.

Se presentaron dos alternativas, ambas a favor de la gravedad. La primer red fue del tipo convencional que va hacia un único sistema de tratamiento con tubería de diámetro 150mm(6") PVC; La segunda fue del tipo Condominial con tubería de diámetro 100mm(4") PVC con dos puntos de ubicación para el sistema de tratamiento, el primero ubicado en la zona SE del casco urbano y el segundo en la zona SW.

El análisis fue realizado con una hoja de excell programada y comprobado a través de SewerCad V8i.Ver Apéndice B.

5.2.3.1.- Fórmula y coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se hizo en base a la fórmula de Manning, con un valor de $n = 0.009$ por ser tubería PVC. Ver tabla 6.

5.2.3.2.- Tirante de agua

El tirante máximo utilizado fue del 80% y el mínimo del 20% del diámetro de la tubería.

5.2.3.3.- Velocidades mínimas y máximas

La velocidad máxima permisible fue de 3.00 m/seg y de 0.40 m/seg como mínimo, tal rango garantiza una auto limpieza interna del sistema sin ocasionar erosión en la tubería.

5.2.3.4.- Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías será de 150 mm (6") para el sistema Convencional y 100mm (4") para el sistema condominial.

5.2.3.5.- Pendiente longitudinal mínima

Se usó aquella que produjera velocidades arriba o iguales de 0.40 m/seg.

5.2.3.6.- Pendiente longitudinal máxima

Se usó aquella que produjera velocidades inferiores o iguales a 3.00 m/seg.

5.2.3.7.- Pérdida de carga adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluyó una pérdida de carga igual a $0.25 (Vm)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente y no siendo en ninguno de los casos, menor de 0.03 m.

5.2.3.8.- Cambio de diámetro

El diámetro de tubería salida de cada pozo o caja siempre fue igual o mayor, que el diámetro de tubería de tramos aguas arriba.

5.2.3.9.- Ángulos entre tuberías

Se procuró que en todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida fuera como mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada siempre y cuando la topografía de las calles lo permitiera.

5.2.3.10.- Cobertura sobre tuberías

El diseño mantuvo una cobertura mínima sobre la corona de la tubería ubicada en calles de 1.30 m.

Jardines: 0.4m

Fondo del lote= 0.3m

Aceras de = 0.6m

5.2.3.11.- Ubicación de las alcantarillas

Se ubicaron en el costado Norte de las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste y en las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur en el costado Oeste. Además, el trazado fue ubicado, en promedio a una separación de 1.50 m de la cuneta de la calle y en los casos donde no hubiera adoquinado o pavimentación, a 3.00 m del límite de las casas.

Para los ramales condominiales se trazaron según conveniencia de la pendiente de los lotes y por donde los trazos no afectaran las construcciones existentes.

5.2.3.12.- Ubicación de los Pozos de visita sanitarios (PVS)

Fueron ubicados por cada cambio horizontal y vertical que hubiera de tubería con una separación máxima de 100 m en la red pública y 50m para los ramales condominiales.

5.2.3.13.- Conexiones domiciliarias

Todas las conexiones serán de PVC de 100 mm (4") de diámetro, comenzando en la caja de registro de cada vivienda y luego acoplándose a la alcantarilla de diversos diámetros que pasará por su respectiva calle o avenida o patio en caso de ser una colectora condominial.

5.2.3.14.- Diseño de la red de alcantarillado con el uso de SewerCad V8i

El proceso de modelación en el software SEWERCAD V8i se logró realizando la secuencia de los pasos siguientes:

Luego de que los alineamientos de las tuberías que forman la red se encuentran en formato CAD, se crea un archivo de formato shapefile, utilizando el programa ArcMap 10.1; este programa nos permite crearle atributos de longitud a cada línea de la red.

El archivo shapefile es importado al programa SEWERCAD V8i mediante la herramienta ModelBuilder, que se encuentra desplegando la barra Tools de la barra de herramientas. Ver figura 12.

Estando en la ventana ModelBuilder se da clic izquierdo al icono New y luego en la pestaña Select a Data Source type (ver figura 13) se selecciona el tipo de archivo ESRI shapefiles. En la pestaña Browse se da clic y se busca la ruta donde se encuentra guardado el archivo de la red.

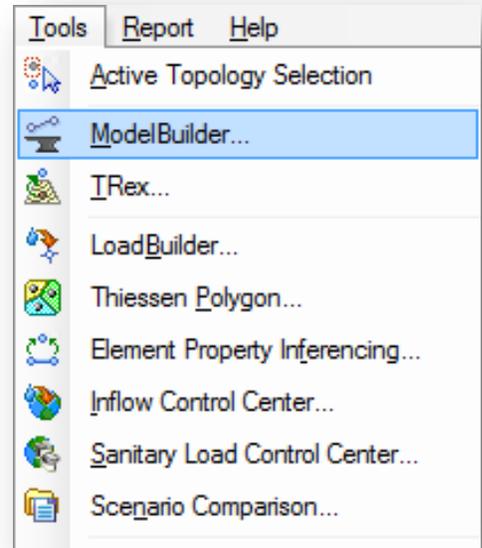


FIGURA 12.- Pestaña Select Data Source Type

Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Rim) (m)	Elevation (Invert) (m)	Headloss Method	Sanitary Lo...
2949: C03... C03_175	896.87	✓	896.87	895.94	Absolute	<<Collected...
2950: C04... C04_17W	896.89	✓	896.89	896.15	Absolute	<<Collected...
2952: C04... C04_AN	901.73	✓	901.73	900.19	Absolute	<<Collected...
2953: C04_29	901.77	✓	901.77	900.98	Absolute	<<Collected...
2955: C07... C07_26W	935.04	✓	935.04	934.34	Absolute	<<Collected...
2956: C06... C06_26W	935.09	✓	935.09	934.38	Absolute	<<Collected...
2958: C04... C04_08S	906.65	✓	906.65	905.87	Absolute	<<Collected...
2959: C03... C03_08W	906.92	✓	906.92	906.15	Absolute	<<Collected...
2961: C05... C05_40S	934.84	✓	934.84	933.49	Absolute	<<Collected...
2962: C08... C08_40E	934.39	✓	934.39	933.68	Absolute	<<Collected...
2964: C01... C01_21S	889.45	✓	889.45	888.63	Absolute	<<Collected...
2965: C04... C04_21W	889.67	✓	889.67	888.69	Absolute	<<Collected...
2967: C02... C02_03S	920.71	✓	920.71	919.97	Absolute	<<Collected...
2968: C03... C03_03W	921.45	✓	921.45	920.87	Absolute	<<Collected...
2970: C02... C02_08S	907.89	✓	907.89	907.09	Absolute	<<Collected...
2971: C01... C01_08S	908.13	✓	908.13	907.38	Absolute	<<Collected...
2973: C07... C07_40E	935.20	✓	935.20	934.45	Absolute	<<Collected...
2974: C06... C06_40E	935.38	✓	935.38	934.65	Absolute	<<Collected...
2976: C01... C01_17W	901.27	✓	901.27	900.49	Absolute	<<Collected...
2977: C03... C03_17N	901.95	✓	901.95	901.15	Absolute	<<Collected...
2979: PV01... PV01_03	933.47	✓	933.47	931.11	Absolute	<<Collected...
2980: C08... C08_26W	933.89	✓	933.89	932.99	Absolute	<<Collected...
2982: PV01... PV01_04	907.67	✓	907.67	905.71	Absolute	<<Collected...
2983: C03... C03_12W	907.63	✓	907.63	906.74	Absolute	<<Collected...
2985: PV09... PV09_03	906.85	✓	906.85	904.88	Absolute	<<Collected...
2986: C04_7E	907.15	✓	907.15	906.20	Absolute	<<Collected...
2988: PV01... PV01_01	934.21	✓	934.21	932.84	Absolute	<<Collected...
2990: PV08... PV08_03	907.13	✓	907.13	905.47	Absolute	<<Collected...
2991: C02... C02_12N	907.14	✓	907.14	906.32	Absolute	<<Collected...
2993: PV02... PV02_02	908.57	✓	908.57	906.49	Absolute	<<Collected...
2994: C03... C03_11E	908.26	✓	908.26	907.05	Absolute	<<Collected...

114 of 414 elements displayed

FIGURA 14.- FlexTable

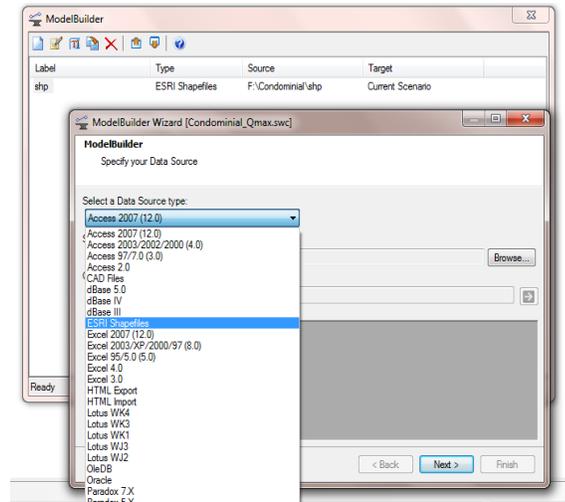


FIGURA 13.- Barra de de herramientas ModelBuilder

Luego se da Next y se configura la unidad de medida en que está construida la red además de hacer coincidir el atributo de longitud de tubería con la longitud de tubería de las colectoras en Sewercad V8i. Se da clic en Zoon Extents y se observará toda la red.

La información de las Elevaciones Ground e Invert de cada pozo de visita se actualizaron en la sección FlexTable de Sewercad V8i para Manhole, utilizando los resultados del reporte generado por Civil 3D mediante la coincidencia las coordenadas de cada pozo de visita.

El caudal máximo de cada tubería fue analizado previamente en una hoja en Excell y luego se actualizaron en la Sección FlexTable de Sewercad V8i para Conduit.

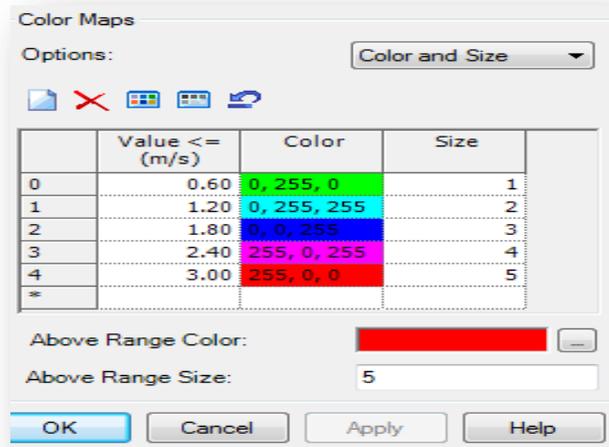


FIGURA15.- Leyenda de velocidades.

En este punto la red ya tiene almacenada datos de pendientes y caudal en cada tubería. Luego se presiona la toca F9 o se va al menú Analysis y luego Compute para calcular los parámetros hidráulicos.

La red se verá de la siguiente manera (figura 16); en este caso el parámetro velocidad fue analizado mediante los colores, pero también se puede realizar con la fuerza tractiva.

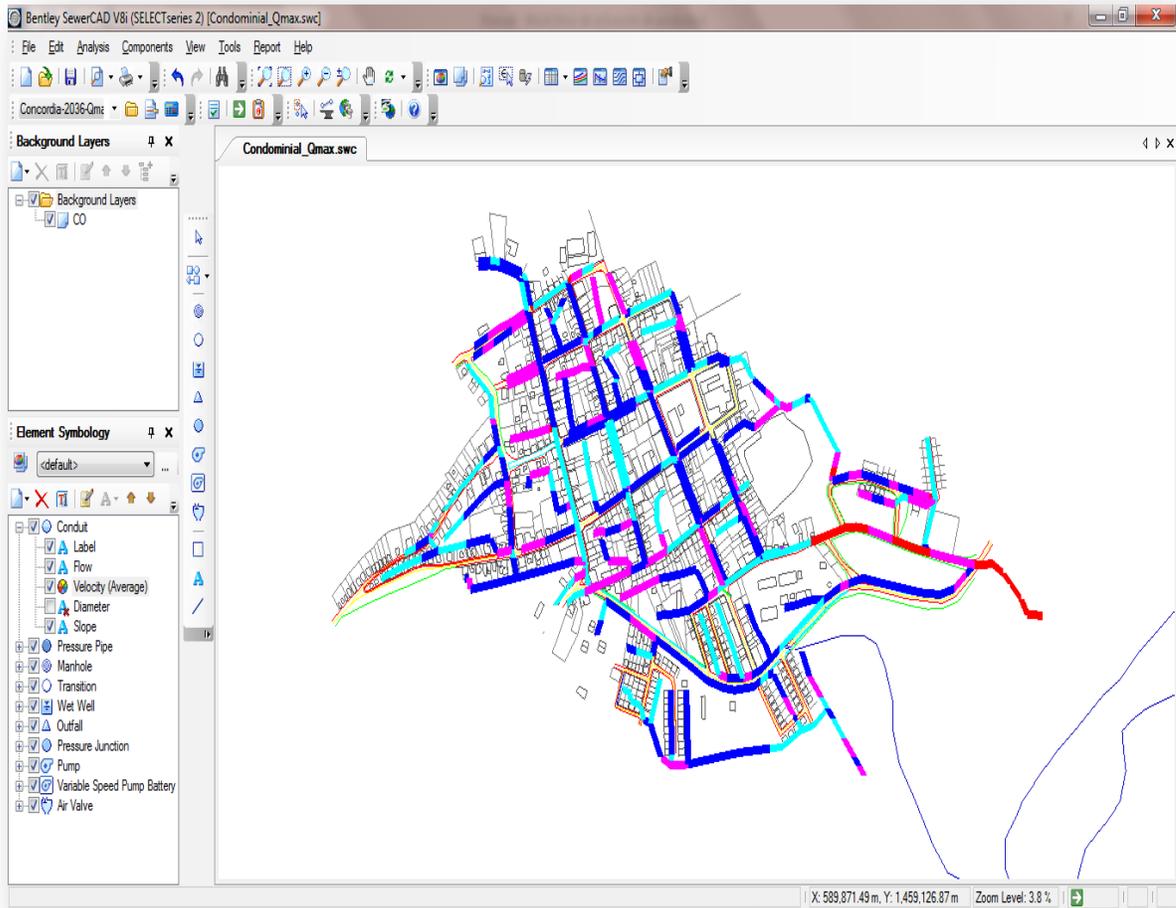


FIGURA 16.- Vista de la red modelada

Los reportes son obtenidos de la Sección Flex Tables. Ver Apéndice B-2.

5.2.4.-Diseño del sistema de tratamiento

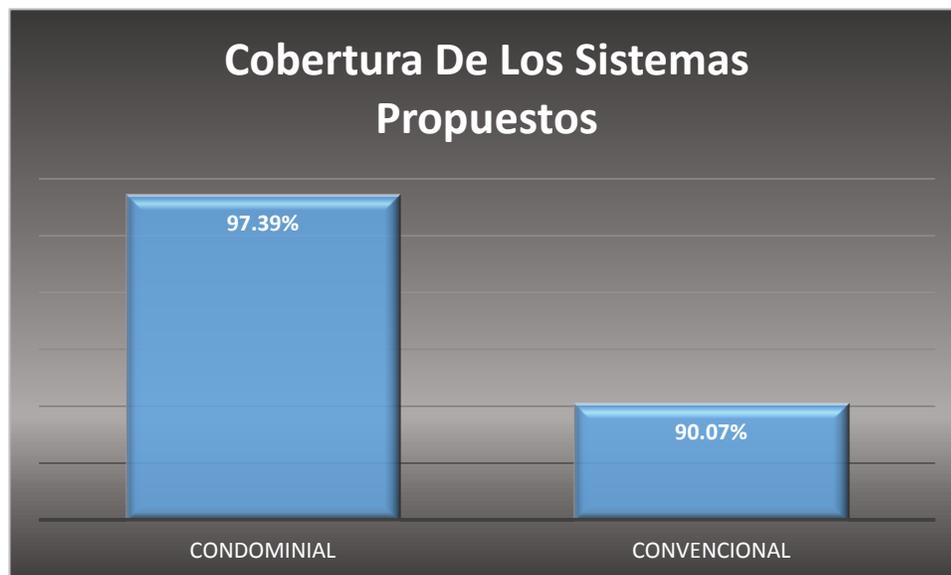
5.2.4.1.-Ubicación la planta de tratamiento

Los criterios usados para la ubicación se basaron en la topografía del terreno, el aislamiento de la población y el área disponible para la ubicación del sistema.

Para el sistema convencional se propuso un sistema de tratamiento en la zona Sur-Este (con una cobertura de 90.05%), siendo ésta una zona en las afueras del casco urbano (carretera a San Rafael del Norte) a 100 metros del borde de la carretera; la zona es de topografía accidentada con algunas planicies cercanas a la quebrada La Mora que será el cuerpo receptor.

Para el sistema condominial se mantiene la planta de la zona Sur-Este (con una cobertura del 89.24%) y se propuso un sistema de tratamiento en la zona Sur-Oeste para dar cobertura a los barrios de ese sector (8.15% de la población).

GRÁFICO 1.- Cobertura de los tipos de redes de alcantarillado propuestos



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4.2.-Calidad del agua residual

Se utilizó la caracterización de aguas residuales de la comunidad de Sabana Grande (a 10 km de La Concordia) ya que no existen datos.

5.2.4.3.-Alternativas de tratamiento

Para definir la metodología de diseño de las alternativas de tratamiento, se tomaron en cuenta fundamentalmente los criterios establecidos por INAA y por el CEPIS.

Se propusieron 4 alternativas de tratamiento, diseñadas para cumplir con una calidad del efluente establecida en el Decreto 33-95 del MARENA. Para esto, se tomaron en cuenta factores como: la calidad del efluente final y los costos de operación y mantenimiento, por lo que se trató de evitar en lo posible, la utilización de equipos que requieran alta calificación de sus operadores y elevados costos de mantenimiento.

En la Tabla 15, se aprecia una descripción del tren de tratamiento de las alternativas propuestas.

TABLA 15.- Alternativas para el sistema de tratamiento

Alternativas	Sistemas de Tratamiento propuestos
1	2 RAFA + 2 Lagunas de maduración
2	2 RAFA + Filtro percolador + Tanque sedimentador
3	2 lagunas Facultativas + 2 lagunas de maduración
4	2 Tanque Imhoff + 3 Biofiltros

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4.4.-Sistema de tratamiento seleccionado

Se muestra la tabla 16 con valores que van del uno al cinco y que representan la eficiencia del sistema, siendo el cinco el valor de mejor puntaje; el promedio total de los criterios evaluados de cada una de las alternativas muestra la posibilidad de ser la mejor entre ellas y ser la seleccionada, notándose de mejor manera en los

gráficos 3 y 4 (sección 6.2.1) posteriores a la Tabla 16, donde se evidencia cuál de las alternativas es la más viable.

Los criterios más importantes analizados fueron: la calidad del efluente final, el costo total del sistema durante los 20 años de utilidad, área de construcción, población proyectada, caracterización de aguas residuales y las ventajas y desventajas de cada una de las combinaciones propuestas.

La alternativa seleccionada para la planta SE fue la combinación Tanque Imhoff + Biofiltro; por criterios explicados en la “Matriz de Evaluación”.

Para el Sistema de tratamiento ubicado al SW del casco urbano el criterio de evaluación sería similar solo cambiando el tanque imhoff por el tanque séptico + filtro anaerobio y pasando luego al biofiltro.

TABLA 16.- Matriz de evaluación de los sistemas de tratamiento propuestos.

SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO														
CRITERIOS DE EVALUACIÓN	MENORES COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.	MENOR REQ. DE ENERGIA ELECTRICA	MENOR REQ. DE OPER. Y PERS. CALIFICADO	MENOR COMPLEJIDAD DE OPER. Y CONTROL.	MEJOR CALIDAD DEL EFLUENTE	MENOR USO DE EQUIPO Y MATERIALES LOCALES	MENOR REQUERIMIENTO DE AREA	MENOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN	MAYOR USO DE BENEFICIOS ADICIONALES	COMPLEJIDAD EN EXTRACCION DE LODOS	MAYOR EXTRACCIÓN DE SS Y SD	MENOR PRODUCCIÓN DE EXCESO DE ALGAS	MENOR USO DE TRABAJADORES	TOTAL
	1 TRATAMIENTOS PRIMARIOS													
1.1 Reactores UASB o RAFA	3	5	3	3	4	3	4	3	5	3	5	5	3	49
1.2 Tanque Imhoff	4	5	4	5	3	4	5	5	4	4	3	5	4	55
1.3 Lagunas Facultativas	5	5	5	4	4	5	3	4	2	3	4	2	4	50
2 TRATAMIENTOS SECUNDARIOS														
2.1 Lagunas de Maduración	5	5	5	5	4	5	3	4	3	3	4	1	4	51
2.2 Filtro Percolador + Tanque Sedimentado	3	4	2	3	5	2	4	2	5	3	4	5	3	45
2.3 Biofiltro	5	5	4	4	4	4	4	3	4	4	3	5	4	53

5.2.5.5-Diseño del sistema de tratamiento seleccionado

La metodología implementada para su diseño fue la siguiente:

Como tratamiento preliminar se diseñó una reja de limpieza manual colocada en el canal de entrada y un desarenador de flujo horizontal doble y paralelo; éste tiene el objetivo de conducir las aguas al proceso de tratamiento y eliminar material en suspensión y con tamaño relativamente grande que pueda afectar el buen funcionamiento de la planta. La metodología utilizada en los dispositivos fue la siguiente:

5.2.2.5.1.- Rejas

La rejilla utilizada para la retención de objetos que pueden obstruir el proceso del tanque imhoff o el tanque séptico, es una rejilla mediana con un espesor de barra escogido entre el rango de 3/4" a 1/2" para este tipo de rejilla. Ver Tabla 8.

El ancho de la rejilla es el mismo ancho propuesto para el canal de entrada, el ángulo de inclinación se tomó un ángulo con la vertical entre el rango de 30° a 45° para realizar la limpieza manual según lo recomienda el INAA en la Guía Técnica para el diseño de Alcantarillado en el capítulo IX. Ver Tabla 8.

Para calcular la altura de la rejilla se calcularon la altura máxima y altura media, despejando el valor de H de la ecuación de Manning para un área de sección rectangular, utilizando el caudal máximo y el caudal medio para cada caso.

Se calculan las pérdidas en rejas limpias mediante la fórmula de Kirschmer y luego en rejas parcialmente obstruida asumiendo una eficiencia del 75% según el CEPIS.

La altura de la rejilla se calcula sumando (H_{max}) la altura máxima, la pérdida de carga en rejas parcialmente obstruida y el borde libre; siendo este valor menor a la altura de del canal, se dejó como la altura de la reja la altura del canal.

Se verificó que la velocidad de aproximación a la reja estuviera en el rango de 0.3 m/s a 0.6 m/s, la velocidad de paso con el caudal de diseño estuviera en el rango de 0.4 m/s a 0.9 m/s y la velocidad media en el rango de 0.45 m/s a 0.75 m/s.

Ver diseño final de rejas en Apéndice D-1-2 Reja sencilla de limpieza manual.

5.2.2.5.2.- Desarenador

El ancho del desarenador resulta del mismo ancho del canal y la rejilla, es un desarenador con dos unidades en paralelo como orienta la norma de INAA en la Guía Técnica para el diseño de Alcantarillado. Capítulo IX.

Se asumió una velocidad de 0.3 m/s normada que proporciona un buen transporte de la materia orgánica, pero a la vez permite la sedimentación de partículas mayores de 0.20 mm de diámetro a través de las cámaras. Ver Tabla-9

La altura de agua en el canal de llegada se despeja de la fórmula de continuidad conociendo el caudal de diseño el ancho de canal y la velocidad propuesta. El largo del desarenador se calculó para una carga superficial de $1200 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$ escogida entre los rangos aconsejados por el INAA, $700 - 1200 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$. Ver Tabla-10.

La cantidad de material retenido se estima mediante los estudios de OPS/OMS/CEPIS en $0.029 \text{ lts}/\text{m}^3$, con este valor, el tiempo de retención y el caudal de diseño se calcula el volumen sedimentado.

Al final se suman la altura de agua, la altura de la tolva y la del borde libre para calcular la altura total. Ver Apéndice D-1-3.

5.2.2.5.3.- Medidor Parshall

Usando la mitad de la base del canal de distribución, se seleccionó un medidor con una garganta (W) de 6" y se procedió a verificar las velocidades de flujo y la turbulencia que crearía su funcionamiento.

Las fórmulas usadas para la verificación de la velocidad y el tipo de flujo que atraviesa el Medidor Parshall se encuentran especificadas y detalladas en el Apéndice D-1-4 despejando la ecuación $Q = kHn$ para calcular los niveles piezométricos H_a y H_b , que son directamente proporcionales a los caudales máximos y mínimos, respectivamente y calibrados por los valores “k” y “n” para un ancho de garganta de 6” adquiridos de La Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitarios y Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales del INAA y mostrados en el Apéndice D-1-4-1.

5.2.2.5.4.- Tanque Imhoff

Los criterios tomados para el dimensionamiento del Tanque Imhoff fueron los recomendados por INAA en la Guía Técnica para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, y los cálculos hidráulicos se basaron en las formulas establecidas por la OPS/CEPIS.

El Lecho de Secado, su dimensionamiento se basó en la cantidad de lodos que recepcionará cada 30 días. Ver diseño final del tanque imhoff en Apéndice D-2-1.

5.2.2.5.5.- Tanque Séptico y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.

Como tratamiento primario para la planta Sur-Oeste se diseñó un tanque séptico de doble cámara seguido de un filtro anaerobio de flujo ascendente el cual garantizará un efluente con menos concentración de DBO_5 y Sólidos en suspensión, pasando luego a al tratamiento secundario.

Los criterios usados para el diseño del tanque séptico de doble cámara fueron tomados de Guía Técnica para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales de INAA y el CEPIS.

Ver diseño de tanque séptico de doble cámara en Apéndice D-2-2 Sistema de Tratamiento primario tanque séptico + Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.

Como tratamiento preliminar se diseñó una trampa de grasas para evitar que los aceites, grasas y jabones llegaran al tanque séptico.

Ver diseño final en Apéndice D-1-5 Trampa de grasas.

5.2.2.5.6.- Biofiltro

Para el diseño del Biofiltro se establecieron dos parámetros de medición de calidad del efluente final, estos valores fueron el DBO₅ y los Coliformes Fecales; de los dos, el primero fue ajustado a criterios del diseñador con un valor igual a 0.02 mg/Lt, a partir de ahí se dimensionaron tres Biofiltros ajustados al tamaño y a la forma de la zona en donde iban a ser colocados.

Luego a este diseño se le comprobó su eficiencia mediante el cálculo de los Coliformes Fecales esperados en el Efluente, el cual debía ser inferior a los 1.0E+03 NMP/100 ml. Cabe destacar que para el dimensionamiento se utilizó la metodología mostrada en el Apéndice D-3-1 para el biofiltro de la planta SE y Apéndice D-3-2 para el biofiltro de la planta SW, donde se toman en cuenta: la temperatura del agua, la porosidad del lecho filtrante y la calidad del afluente que entra al Biofiltro.

Las fórmulas usadas en este diseño fueron tomadas del Documento del Proyecto ASTEC (Tecnologías Sostenibles para el tratamiento de aguas residuales- Tratamiento con Biofiltro) y tomando como ejemplo el diseño el sistema de tratamiento del residencial “Valparaíso” en la ciudad de León.

VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. RED DE ALCANTARILLADO

Analizando la topografía de la zona y tomando en cuenta que el sistema funcionaría por medio de gravedad se trazaron dos alternativas, una del tipo convencional y la otra condominial.

Para el sistema Convencional la cobertura a 28.26Ha equivalente a 90.05%, para una población de 2385 habitantes en un período de 20 años; mientras que para el

Sistema Condominial la cobertura a 30.56Ha equivalente a un 97.39% para una población de 2578 habitantes.

Ambas redes serán de tubería PVC SDR-41 de diámetro 150mm (6") en el sistema convencional, y de diámetro 100mm (4") en el sistema condominial. Los análisis hidráulicos de las alcantarillas de ambos tipos de redes se presentan en el apéndice C-3 y C-1 respectivamente.

6.1.1.- Alternativa condominial

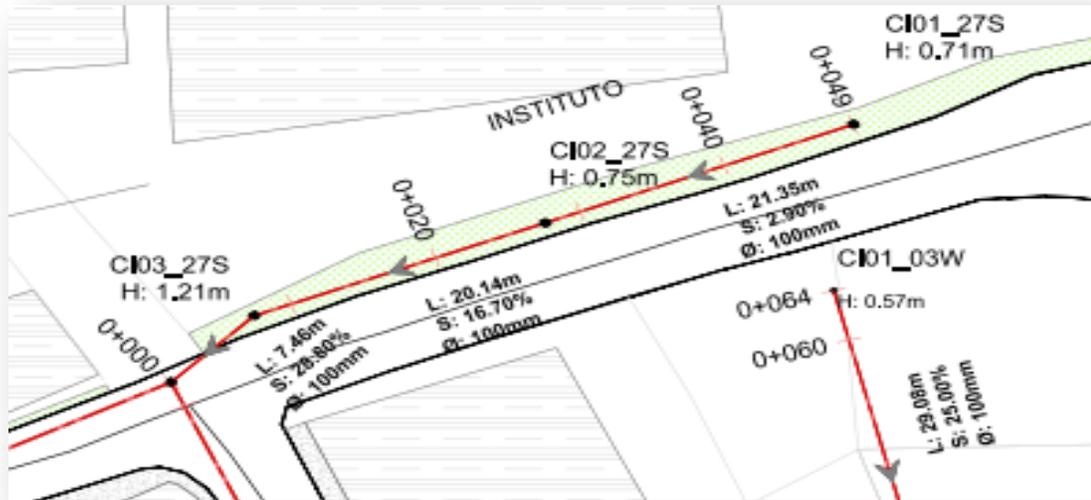
Esta red va sobre patios, aceras y lotes vacíos lo que reduce los costos de excavación. Los trazos condominiales descargan en la red pública que va sobre las calles y que evacúa las aguas hacia la planta de tratamiento. Es una red de evacuación totalmente por gravedad. Ver Planos en el apéndice F-Red de alcantarillado condominial planos con código DCOND.

Los diámetros resultantes son de 8,049.74m de 100 mm (4") y de 2,277.85m de 150mm (6"), cumpliendo en todos los tramos con las velocidades y tensión tractiva. Ver cálculos en apéndice C-1 y C-2.

A continuación a manera de ejemplo se realiza el cálculo del caso más crítico del sitio.

El tramo ubicado entre los dispositivos de inspección sanitarios CI03_27S – PV02_03. Ver gráfico 2 y Ver plano DCOND-04.

GRÁFICO 2.- Ubicación del tramo crítico



Datos	
$Q_d = 1.5 \text{ l/s}$	Caudal de diseño
$L = 7.46 \text{ m}$	Longitud de tubería
$S = 28.80 \%$	Pendiente de tubería
$\phi = 100 \text{ mm}$	Diámetro de tubería
$n = 0.009$	Coefficiente de Manning (PVC)

Cálculo De θ	
Función	$Q_d = \frac{D^{8/3}}{7257.15(2\pi\theta)^{2/3}} (2\pi\theta - 360\text{sen}\theta)^{5/3} S^{1/2}$
Sustituyendo	$0.0015 = \frac{(0.1)^{8/3}}{7257.15(2\pi\theta)^{2/3}} (2\pi\theta - 360\text{sen}\theta)^{5/3} (0.288)^{1/2}$
Solución	$\theta = 85.36^\circ$
Nota: θ Es el ángulo opuesto del espejo de agua que tiene vértice en el centro de la tubería.	

Cálculo Del Tirante Hidráulico (h)	
Función	$h = (1 - \cos \frac{\theta}{2}) (\frac{D}{2})$
Sustituyendo	$h = (1 - \cos \frac{85.36}{2}) (\frac{0.1}{2})$
Solución	$h = 0.0132 \text{ m}$

Cálculo Del Radio Hidráulico (Rh)	
Función	$Rh = (\frac{D}{4}) (1 - \frac{360 \text{sen} \theta}{2\pi \theta})$
Sustituyendo	$Rh = (\frac{0.1}{4}) (1 - \frac{3600 \text{sen}(85.36)}{2\pi(85.36)})$
Solución	$Rh = 0.0083 \text{ m}$
Velocidad De Diseño (Vd)	
Función	$V_d = (\frac{1}{n}) (R^{2/3} S^{1/2})$
Sustituyendo	$V_d = (\frac{1}{0.009}) (0.0083^{2/3} 0.2880^{1/2})$
Solución	$V_d = 2.4394 \text{ m/s} < 3 \text{ m/s} \text{Cumple}$

Tensión Tractiva (τ)	
Función	$\tau = (W)(Rh)(S)$
Sustituyendo	$\tau = (9810)(0.0083)(0.288)$
Solución	$\tau = 23.379 \text{ pa} > 1 \text{ pa} \text{Cumple}$

6.1.2.- Alternativa convencional

La red va sobre las calles exclusivamente con los colectores más importantes ubicados en sentido NS evacuando las aguas hacia la planta de tratamiento.

También es una red de drenaje totalmente por gravedad que al llevar sus trazos de tuberías únicamente por las calles aumenta los costos de excavación. Ver planos en apéndice F-Red de alcantarillado convencional planos con código DCONV.

Para este caso los diámetros fueron todos de 150mm (6”), cumpliendo siempre con las velocidades y tensión atractiva en todos los tramos. La velocidad mínima se da en el tramo T01_46 y la profundidad máxima de PV fue de 5.32 en el tramo de tubería T06_04. Ver cálculos en el apéndice C-3 y C-4.

La tabla 17 muestra un análisis comparativo detallado de las alternativas propuestas.

TABLA 17.- Resumen y comparación de resultados de las redes diseñadas

COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CONDOMINIAL	CONVENCIONAL
Cobertura	%	90.05	97.39
PVS	Unid	417	161
Caídas PVS	m	2.00	15.53
PVC 6"SDR-41	ml	2,277.85	6171.68
PVC 4"SDR-41	ml	8,049.74	-
Conexiones Domiciliares Cortas (0.00-3.50)	unid	510	460
Conexiones Domiciliares Largas (3.50-5.00)	unid	40	50
Pendiente Mínima	%	0.6	0.6
Pendiente Máxima	%	28.8	18.6
Pendiente Promedio	%	14.70	9.6
Velocidad Mínima	m/seg	0.57	0.59
Velocidad Máxima	m/seg	2.82	2.99
Velocidad Promedio	m/seg	1.70	1.79
Profundidad Mínima	m	0.53	1.3
Profundidad Máxima	m	2.94	5.16
Profundidad Promedio	m	1.73	3.23
Excavación, Relleno y Compactación	m3	4343.72	8501.79
Costo de Inversión	C\$	23,495,050.15	27,644,214.40

Fuente= Elaboración propia.

6.1.3.- Selección de alternativas de red de alcantarillado sanitario

Como se puede ver la Tabla 17, ambas alternativas cumplen y están dentro de los rangos recomendados por INAA.

Tomando en cuenta los bajos costos de construcción y mayor cobertura (97.39%) hemos seleccionado la **alternativa Condominial** ya que la diferencia de costos para la construcción es de **C\$ 4, 149,164.25**

6.2.- SISTEMA DE TRATAMIENTO

El diseño de estos sistemas fue realizado con el objetivo de tratar las aguas residuales al límite que cumplan con el Decreto 33- 95 del MARENA para descargas a cuerpos receptores. El receptor final de la planta de tratamiento SE es una quebrada llamada La Mora que es afluente del Rio Viejo proveniente de San Rafael del Norte. El siguiente punto de ubicación de la planta de tratamiento es en el predio de la zona SW con descarga a un zanjón que a su vez afluente del Rio Viejo. Ver Apéndice F-Planos Planos de Planta de tratamiento S-E y Planos de Planta de tratamiento S-W.

El tratamiento preliminar implementado en la planta sur-este está constituido por una reja tipo mediana colocada en un canal de concreto reforzado de 0.30m de ancho con una altura total de 0.50m; luego el flujo es conducido hacia un desarenador doble de concreto reforzado con un ancho y una altura igual a la del canal, pero con un deposito por debajo del nivel del canal de 0.55 m de profundidad; por último las aguas pasan por un medidor de flujo tipo Parshall diseñado con un ancho de garganta de 6”.

En la planta sur-oeste el tratamiento preliminar consiste en una trampa de grasas que retiene los aceites y jabones evitando que éstos disminuyan la eficacia del tratamiento primario.

Los cálculos de los elementos mencionados se describen en el apéndice D- Diseño de sistemas de tratamiento.

6.2.1.- Análisis del sistema de tratamiento seleccionado

En la Tabla 16 de la sección 5.2.4.4 y en la gráfica 3 se muestran una lista de criterios evaluados con valores del 1 al 5, con los cuales se seleccionó la mejor alternativa; el puntaje promedio de los cuatro sistemas se ve reflejado en el gráfico 3, siendo la Alternativa 4 la que sobresale ante las otras tres.

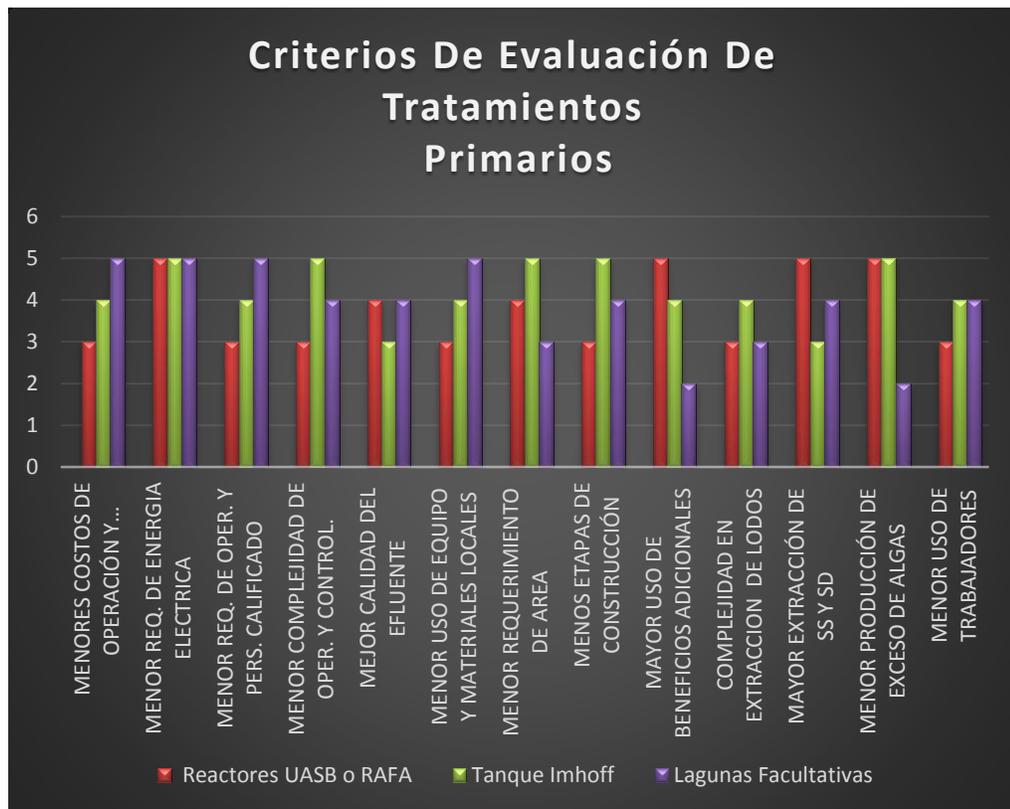
Se seleccionó por tener una calidad en el efluente final que cumple con el decreto 33-95 y porque a diferencia de las demás, al ser un tratamiento de flujo subsuperficial, no presenta criadero de mosquitos ni malos olores que puedan afectar a las comunidades aledañas. En resumen esta alternativa es la mejor en términos sanitarios, ambientales según la zona, y más económico. La tabla 18 mostrada a continuación refleja una serie de resultados con los cuales se seleccionó la combinación del sistema de tratamiento que más se adaptara a las condiciones del casco urbano.

TABLA 18.- Resumen y comparación de resultados de los sistemas de tratamiento propuestos.

Alter.	Tratamientos	Unid	Dimensiones (m)		Aéreas m ²	Área total m ²	Volumen m ³	Volumen Total m ³	Tr. días	% Remo c. DBO ₅	% Remoc.de coliformes
			Largo	Ancho							
1	RAFA	2	Diámetro 5 m		39.27	1729.77	201.45	2732.88	1	97.12	99.99
	Laguna de maduración	2	14.70	57.50	1690.5		2531.42		8.65		
2	Tanque sedimentador	Descartado por requerimiento de energía									
3	Laguna Facultativa	2	22	44	1936	3872	2563.62	4789.38	12.72	81.63	99.96
	Laguna de Maduración	2	22	44	1936		2225.76		11.05		
4	Tanque Imhoff	2	3.30	4.20	27.72	4660.92	182.95	1580.20	0.08	99.99	99.91
	Biofiltros	2	23.40	66	4633.20		1397.25		5.16		
5	Tanque séptico+ FAFA	1	3.73	13.24	49.38	765	130	789	0.5	99.99	99.91
	Biofiltros	2	11.69	30.61	715.66		658.4		4.51		

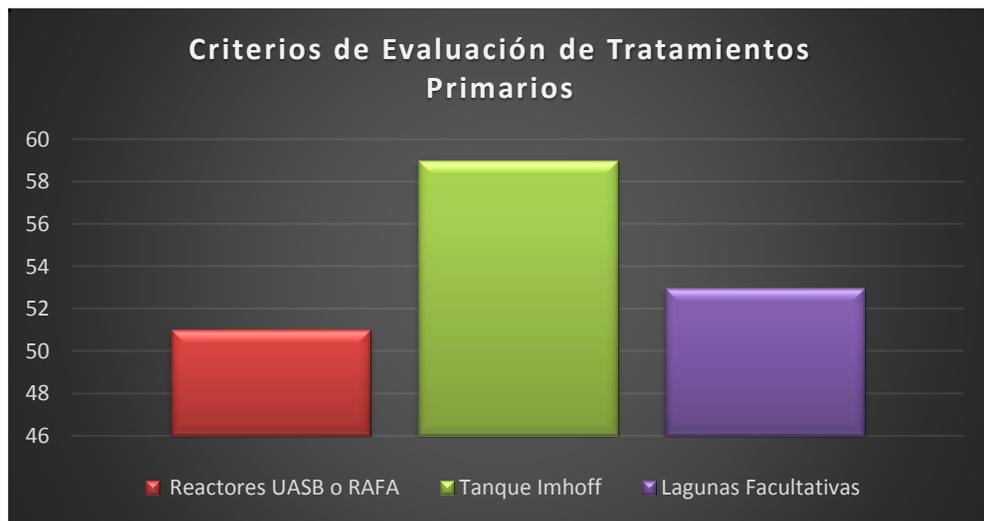
Fuente: Elaboración Propia.

GRÁFICO3.- Criterios evaluados de los sistemas de tratamiento



Fuente: Elaboración Propia.

GRÁFICO4.- Calificación final de los sistemas de tratamiento



Fuente= Elaboración propia.

6.2.2.- Descripción de la alternativa seleccionada

La Alternativa seleccionada se describe a continuación para cada uno de los sitios de ubicación de sistema de tratamiento.

6.2.2.1- Planta Sur-Este

Consta de un canal que tiene la capacidad de conducir el caudal de diseño (7.22l/seg) a una velocidad media de 0.349m/seg, la cual no permite que se formen sedimentos en el fondo del canal, y a la vez evita turbulencia junto a las barras.

En las rejillas la velocidad de paso es de 0.754m/seg y la pérdida es de tan solo 0.004m por debajo de 0.15m que es lo máximo permisible.

Dos desarenadores de flujo horizontal de limpieza manual que funcionan para sedimentar el material mayor de 0.20mm de las aguas que se pasan a una velocidad promedio de 0.3 m/seg. El tiempo de retención de los sedimentos es de 15 días esperando un volumen de tolva de 0.286m³ para el caudal de diseño.

Un medidor tipo Parshall que lleva una velocidad en la sección de entrada de 0.282m/seg y una velocidad de salida de 0.237m/seg presentando un régimen crítico en la sección contraída, que evitará la sedimentación del material.

El flujo que sale del tratamiento preliminar pasa luego al sistema de tratamiento primario compuesto por dos tanque imhoff donde se da la sedimentación de los lodos para que el flujo pase posteriormente a un tratamiento secundario que consta de 3 biofiltros, los cuales a través de una tubería de recolección y otra de descarga conducen el efluente hacia la quebrada La Mora.

El tanque imhoff, sus dimensiones por unidad se encuentran diseñadas de tal manera que procesara la mayor cantidad de aguas contaminadas al menor costo posible. Dando entonces un efluente de 174.00mg/lit de DBO₅ y 8.50+06 de Coliformes pasando posteriormente a un tratamiento secundario.

En los Biofiltros (Apéndice D-3-1) se hace evidente que la eficiencia del sistema es prácticamente 100%, esto debido a que se diseñó estableciendo metas fijas de DBO_5 y coliformes fecales a la hora de su dimensionamiento y no viceversa, a como se está acostumbrado.

Por ejemplo, se asumió un valor de 0.02 mg/lit de DBO_5 , que ajustaría las dimensiones lo necesario para hacer cumplir la cantidad de Coliformes Fecales esperados a la salida del sistema, $1.0E+03$ NMP/100ml.

6.2.2.2- Planta Sur-Oeste

Consta de una trampa de grasas como sistema de tratamiento primario para evitar que los aceites, grasas y jabones interfieran con la buena funcionalidad del tratamiento secundario tanque séptico y filtro anaerobio de flujo ascendente, el agua tratada será dirigida hacia dos biofiltros; una vez tratada el agua se descargará por medio de escorrentía a un campo con pendiente suficiente (mayor al 20%) para llegar al zanjón existente. El agua será aprovechada para riego de pasto de corte de todo tiempo (taiwán y Guatemala), los ganaderos deberán construir zanjas para la distribución del efluente en dichos campos.

Se usaron datos de remoción de DBO_5 de 80.8% y de coliformes fecales 98.2% promediados de la planta de tratamiento de León y Ocotlán (ver Anexo 1) las cuales funcionan óptimamente.

VII. OBRAS PROPUESTAS

7.1.- RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

Las obras a realizar de la red de recolección se resumen en la tabla 19.

TABLA 19.-Obras de la red de alcantarillado sanitario.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CONDOMINIAL
PVS	und	417.00
Caídas en PVS	m	2.00
Tubería PVC de 6" SDR-41	m	2,277.85
Tubería PVC de 4" SDR-41	m	8,049.74
Conexiones Domiciliares cortas (0.00 - 3.50 m)	und	510
Conexiones Domiciliares largas (3.50 - 5.00 m)	und	40

7.2.- SISTEMA DE TRATAMIENTO Y OBRAS HIDRÁULICAS.

Para el proyecto del Sistema de Alcantarillado Sanitario del Municipio de La Concordia, Jinotega; se propuso dos sistemas de Tratamiento que se describe en tabla 20.

TABLA 20.-Obras del sistema de tratamiento.

OBRAS	NOMBRE	UNIDAD DE MEDIDA	ZONA SUR ESTE	ZONA SUR OESTE
Pretratamiento.	Rejas.	c/u	1	-
	Desarenador.	c/u	2	-
	Trampa de grasa	c/u	-	1
Tratamiento Primario.	Tanque Imhoff.	c/u	2	-
	Tanque Séptico	c/u	-	1
Tratamiento secundario.	Biofiltro.	c/u	3	2

A continuación se describen cada una de las etapas de tratamiento de ambas zonas:

7.2.1.- Tratamiento preliminar y elementos hidráulicos secundarios.

7.2.1.1.-Canal

El canal tiene una longitud total de 1.77 m. con un ancho de 0.30 m y una altura de 0.50 m. Ver Apéndice D-1-1. Canal de entrada y apéndice F- Planos-Pretratamiento Canal de entrada.

7.2.1.2.-Rejas

Es de limpieza manual con el mismo ancho y alto del canal y una inclinación de 45° con respecto a la horizontal, todo esto es usando barras de 1/2". Ver Apéndice D-1-2. Reja sencilla de limpieza manual y apéndice F- Planos Pretratamiento Rejilla.

7.2.1.3.-Desarenador

Dos unidades en paralelo que se sitúan a 1.40m después de la Reja, es de 1.73 m de largo, 0.30 m de ancho y una profundidad total de 1.08 m. Ver Apéndice D-1-3. Desarenador y apéndice F- Planos-Pretratamiento Desarenador.

7.2.1.4.-Medidor de flujo tipo Parshall

El medidor seleccionado tiene un ancho nominal de $W = 6.00''$, es de concreto reforzado. Este se localiza después del desarenador a una distancia de 1.64 m y justo antes de la entrada al Tanque Imhoff a una distancia de 3.05 m. Ver Apéndice D-1-4. Medidor Parshall y apéndice F-Planos-Pretratamiento Medidor Parshall.

7.2.1.5.-Trampa de Grasas.

Será de concreto con las dimensiones siguientes:

Ancho 0.6m

Largo: 1.48m

Altura= 0.6

Ver apéndice D-1-5 y apéndice F-Planos- Fosa séptica- Planta Sur-Oeste.

7.2.1.6.-Cajas

Estas son construidas con el fin de recolectar y distribuir uniformemente el caudal a cada unidad del sistema de tratamiento. El número de cajas es de 5, distribuidas y dimensionadas de la siguiente manera:

- 1 Caja tipo A, de 1.5 m x 1.5 m x 1.73 m, la cual está colocada al inicio del canal de distribución en el pretratamiento y recolecta todas las aguas provenientes de la Colectora Principal, posee en su interior una pantalla reductora de velocidad del flujo.
- 1 Caja tipo D de 1.0 m x 1.0 m x 1.09 m colocada a la salida del medidor Parshall que distribuye el caudal a través 2 tubos PVC de 6" a cada uno de los canales de entrada del Tanque Imhoff.
- 1 Caja tipo B de 1.0 m x 1.0 m x 1.09 m colocada a la salida del Tanque Imhoff hacia la caja de distribución de caudal.
- 1Caja tipo D de 1.00 m x 1.00 m x 1.09 m, caja que distribuye el caudal a cada Biofiltro.
- 2 Cajas tipo C de 0.80 m x 0.80 m x 1.16 m, la función de ésta es recolectar las aguas tratadas provenientes de las salidas de cada Biofiltro y dirigirlas al Emisario Final (Cauce o Zanjón). Para mayor detalle en la ubicación de cada una de estas cajas, Ver Apéndice F-Planos-Detalles generales de Cajas de los sistemas de tratamiento.

7.2.2.- Tratamiento primario

7.2.2.1.-Tanque Imhoff

Este será construido con concreto reforzado en su totalidad y se encuentra en su mayoría por debajo del nivel superficial. Sus dimensiones por unidad se encuentran diseñadas de tal manera que procesara la mayor cantidad de aguas contaminadas al menor costo posible. Dando entonces un efluente de 174.00mg/lit de DBO₅ y 8.50+06 de Coliformes pasando posteriormente a un tratamiento secundario.

Ver Apéndice D-2-1. Y apéndice F-Planos-Tanque Imhoff.

7.2.2.2.-Tanque Séptico y Filtro Anaerobio

Estará constituido de mampostería confinada de ladrillo cuarterón en su totalidad se encuentra en tu totalidad por debajo del nivel de terreno natural. Está diseñado de manera que pueda procesar la mayor cantidad de agua contaminada.

Se usaron datos de remoción de DBO₅ de 80.8% y de coliformes fecales 98.2% promediados de la planta de tratamiento de León y Ocotil(ver Anexo 1) las cuales funcionan óptimamente.

Ver apéndice D-2-2 Tanque séptico + Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente y apéndice F-Planos-Fosa Séptica.

7.2.3.- Tratamiento secundario

7.2.3.1.-Biofiltro

En el Apéndice D-3-1 se hace evidente que la eficiencia de este sistema es prácticamente de un 100%, esto es debido a que se diseñó estableciendo metas fijas de DBO₅ y Coliformes Fecales a la hora del dimensionamiento y no viceversa, a como se está acostumbrado.

Por ejemplo, se asumió un valor de 0.02 mg/lit de DBO₅, que ajustaría las dimensiones lo necesario para hacer cumplir la cantidad de Coliformes Fecales esperados a la salida del sistema, 1.0E+03 NMP/100ml.

En la zona SE del casco urbano se utilizarán 3 biofiltros para el tratamiento del caudal efluente del tanque Imhoff de 7.22 l/s. Ver Apéndice D-3-1 y apéndice F- Planos-Biofiltro Planta Sur-Este.

En la zona SW del casco urbano se utilizaran 2 biofiltros para el tratamiento del caudal efluente del tanque séptico de 0.296 lps. Ver apéndice D-3-2 y apéndice F- Planos-Biofiltro Planta Sur-Oeste.

VIII. COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRAS

El Costo y Presupuesto de cada una de las obras diseñadas en este documento (red y sistema de tratamiento) se presenta de manera resumida en las tablas 21, 22,23 y de manera más detallada en el Apéndice E-Costo y Presupuesto.

8.1.-RED DE ALCANTARILLADO.

En el cuadro E-1 se puede apreciar de manera detallada el presupuesto de la red del tipo condominial; en el cuadro E-2 se puede apreciar el presupuesto de la red del tipo convencional. Y en el cuadro E-3 se muestra una comparación de los costos totales de ambas redes. Y en el cuadro E-4 se visualizan los costos de operación y mantenimiento de cada red.

La tabla 21 mostrada a continuación muestra el costo total de las alternativas de redes diseñadas.

TABLA 21.- Costo total de las alternativas de redes diseñadas.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CONVENCIONAL	CONDOMINIAL
PVS	und	161.00	417.00
Caídas en PVS	m	15.53	2.00
PVC 6"	m	6,171.68	2,277.85
PVC 4"	m	-	8,049.74
Excavación, Relleno y Compactación	m ³	8,501.79	4343.72
Conexiones Domiciliares cortas (0.00 - 3.50 m)	und	460	510
Conexiones Domiciliares largas (3.50 - 5.00 m)	und	50	40
COSTO TOTAL DE REDES			
Construcción	C\$	27,644,214.40	23,495,050.15
Operación y Mantenimiento	C\$	852,436.22	1,406,294.93
TOTAL	C\$	28,496,650.62	24,901,345.08
	\$	993,607.06	868,247.74

Fuente: Apéndice E-3.

El costo total de la red seleccionada anteriormente (condominial) será entonces de **C\$ 24, 901,345.08** o mejor dicho **\$ 868,247.74** a una tasa de cambio de C\$ 28.68 por \$ 1.00 a la fecha del mes de julio del 2016.

8.2.-SISTEMAS DE TRATAMIENTO.

8.2.1.-Planta Sur-Oeste.

En el Apéndice E-5 se muestra el costo total del Sistema de tratamiento Tanque séptico y Filtro anaerobio de flujo ascendente. En el Apéndice E-6 se muestra el costo del Sistema de tratamiento secundario Biofiltro.

En el Apéndice E-7 se muestra el costo de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento.

La tabla 22 muestra el costo total del sistema de tratamiento.

TABLA 22.- Costo total del Sistema de Tratamiento Seleccionado planta Sur-Oeste.

SISTEMA DE TRATAMIENTO TANQUE SÉPTICO +BIOFILTRO		
	PER CAPITA	TOTAL
Tanque séptico	219.15	564,957.98
Biofiltro	404.60	1,043,065.67
Operación y mantenimiento (20 años)	741.05	1,910,432.60
Valor del predio	22.50	58,000.00
TOTAL	C\$ 1387.30	C\$ 3,576,456.25
TOTAL	C\$ 48.37	\$124,702.10

Fuente= Elaboración propia.

8.2.2.-Planta Sur-Este.

En el Apéndice E-9 se muestra el costo total del pre-tratamiento.

En el Apéndice E-10 se muestra el costo total del tratamiento primario Tanque imhoff.

En el Apéndice E-11 se muestra el costo total del lecho de secado de lodos.

En el Apéndice E-12 se muestra el costo total del Sistema de tratamiento secundario Biofiltro.

En el Apéndice E-13 se muestra el costo de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento.

La tabla 23 muestra el costo total del Sistema de tratamiento.

TABLA 23.- Costo total del Sistema de Tratamiento Seleccionado Planta Sur-Este

DESCRIPCIÓN	COSTO C\$	
	PER CÁPITA	TOTAL
Preliminares	336.59	867,722.91
Tanque Imhoff	519.08	1,338,195.88
Lecho de Secado	410.01	1,057,009.56
Biofiltro	1,852.93	4,776,843.96
Caseta	19.39	50,000.00
Valor del predio	45.00	116,000.00
Operación y mantenimiento (20 años)	1,651.30	4257,045.24
TOTAL	4,834.30	C\$ 12,462,817.55
	168.56	\$ 434,547.33

Fuente= Elaboración propia.

El costo total del sistema sería entonces **C\$ 40, 940,618.88** equivalentes a **\$ 1,427, 497.17** con un costo per cápita **\$553.72** con una tasa de cambio de C\$28.68 por \$1 hasta el mes de julio de 2016.

IX.- CONCLUSIONES

- El acceso a la información existente fue limitado, solamente se recibió apoyo del MINSA y el INIDE.
- El caudal de 7.88 l/s para una población servida de 2578 habitantes de la población proyectada, para un periodo de 20 años.
- Se diseñaron dos tipos de redes: una del tipo condominial y otra del tipo convencional, ambas completamente por gravedad. Seleccionando la primera red como más adecuada técnica y económicamente con una cobertura del 97.39%.
- Se establecieron dos sitios diferentes para la ubicación del tratamiento de aguas residuales y se evaluaron 4 alternativas con distintas combinaciones de sistemas de tratamiento, seleccionando los procesos de Tanque Imhoff+ Biofiltro para la planta Sur-Este y Tanque séptico con Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente + Biofiltro para la planta Sur-Oeste.
- El Costo total del sistema con la red tipo condominial y las dos plantas de tratamiento (sur-este y Sur-Oeste) sería de **C\$ 40, 940,618.88** equivalentes a **\$ 1,427, 497.17** con un costo per cápita **\$553.72** con una tasa de cambio de C\$28.68 por \$1 hasta el mes de julio de 2016.

X.- RECOMENDACIONES

1. Cumplir con el manual de Operación y mantenimiento para evitar fallas en el sistema.
2. Incluir a la población en la etapa de construcción como método de generación de ingresos.
3. Realizar campañas de educación ambiental para el buen uso del sistema de alcantarillado.
4. Hacer promotorías antes, durante y después de la construcción del sistema de alcantarillado en escuelas, instituciones y empresas en general.
5. Implementar todas las medidas de higiene y seguridad en la etapa de construcción.
6. Completar los estudios de suelos con pruebas de ensayo de penetración estándar (SPT) y California Bearing Ratio (CBR) tanto en calles y predios donde se ubicarán los sistemas de tratamiento, ya que éstas no se pudieron realizar debido a falta de ayuda económica y fueron limitantes en el presente trabajo.
7. Revisar estructuralmente las obras propuestas ya que su diseño se basó en lógica estructural e información de obras similares.
8. Se recomienda localizar la ubicación donde se evacuará el material excedente de las excavaciones a realizarse

9. Se recomienda hacer uso de los lodos producidos en por los sistemas de tratamiento; al ser una zona de producción agrícola estos podrían ser muy provechosos.

10. Se debe de garantizar la conexión de todos los usuarios y el uso del sistema en un 100%, para poder evaluar el proyecto piloto como tal.

XI.- BIBLIOGRAFIA

- GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
- MONOGRAFÍA: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO BARRIO ARNOLDO ALEMÁN MUNICIPIO DE MULUKUKÚ. HAROL ZELEDON BACA. UNI 2013
- GUÍAS PARA EL DISEÑO DE TECNOLOGÍAS DE ALCANTARILLADO. OPS/CEPIS. UNATSABAR Lima. 2005.
- GUÍA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES Y SEDIMENTADORES. OPS/CEPIS. UNATSABAR Lima. 2005.
- DISEÑO DE REACTOR ANAEROBICO. Anaerobic Reactors Carlos Augusto de Lemos Chernicharo Chernicharo, C. A. (2007). London UK: IWA.
- DISEÑO DE REACTOR ANAEROBICO, FILTROS PERCOLADORES Y SISTEMAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. Sperling, M. V. (2007). Activate Sludge and Aerobic Biofilm Reactor and Waste Satibilitation Ponds. London UK: IWA.
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUE SÉPTICO, TANQUE IMHOFF Y LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN. OPS/CEPIS. UNATSABAR Lima. 2005.
- GUÍA PARA EL DISEÑO DE TANQUES SÉPTICOS, TANQUES IMHOFF Y LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. OPS/CEPIS. UNATSABAR Lima. 2005.
- MANUAL DE DISEÑO: HUMEDAL CONSTRUIDO PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS GRISES POR BIOFILTRACIÓN. Dayna Yocum. Bren School of Environmental Science and Management, University of California, Santa Barbara. 2006.
- MANUAL DE CONSTRUCCIÓN: HUMEDALES CONSTRUIDOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS. Karen Setty, Bren School of Environmental Science and Management, University of California, Santa Barbara. 2008.

- MANUAL DE MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO. INAA, Ing. Carlos Espinoza García. 2005. INFORME DE CAMBIO DE GOBIERNO DE LA ALCALDÍA DE TELICA, 2007.
- CRITERIOS GENERALES DE INSTALACIÓN. ASTM International. PDF Factory. 2005. MANUAL DE TUBERÍA CORRUGADA. Revinca S.A. 2009.
- TRATAMIENTOS PRELIMINARES. Max Lothar Hess, OPS/OMS – CEPIS. Lima 2005.
- LISTA DE PRECIOS DEL FISE 2015.
- PROYECTO ASTEC (TECNOLOGÍAS SOSTENIBLES PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES- TRATAMIENTO CON BIOFILTRO)
- www.ineter.gob.ni
- www.inec.gob.nic

XII.- APÉNDICES

APENDICE A-1

DATOS DE POBLACIÓN DE LA CONCORDIA

Datos de Población		
Año	Población	Fuente
1971	922	INIDE
1995	1408	INIDE
2005	1490	INIDE
2015	1576	MINSA

APENDICE A-2

TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL

Tasa Geométrica	
Periodo	Rg
1971-1995	0.02
1995-2005	0.01
2005-2015	0.01
Promedio	0.01

APENDICE A-3

PROYECCION DE POBLACION DE LA CONCORDIA

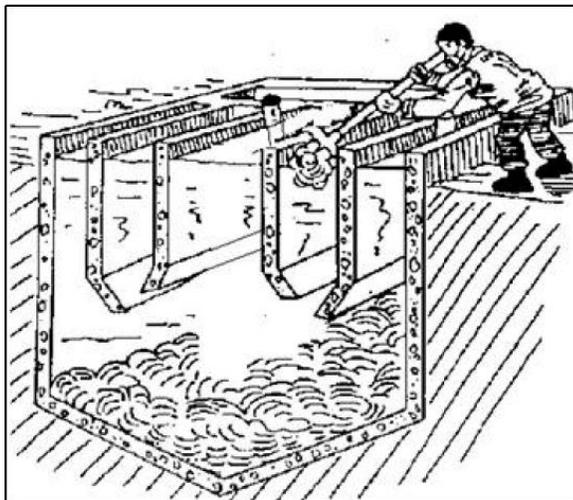
Año	Población
2016	1616
2017	1656
2018	1698
2019	1740
2020	1784
2021	1828
2022	1874
2023	1921
2024	1969
2025	2018
2026	2068
2027	2120
2028	2173
2029	2227
2030	2283
2031	2340
2032	2399
2033	2459
2034	2520
2035	2583
2036	2648

APENDICE G



Estudios Complementarios para los diseños del Sistema de Saneamiento del área urbana del Municipio de La Concordia, Departamento de Jinotega, Nicaragua.

Manual de Operación y Mantenimiento del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento de La Zona Urbana del Municipio de La Concordia, Departamento de Jinotega, Nicaragua



Elaborado por:

BR. Arturo Bonilla Lumbí

Br. Kevynn Alvarado García

24 de mayo de 2016

I.- INTRODUCCIÓN

El servicio satisfactorio que ofrece un proyecto de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales a la comunidad, está propenso a sufrir complicaciones que serán incómodas para los pobladores si no se realiza una operación y un mantenimiento que se encargue de asegurar el cumplimiento de los objetivos del proyecto ejecutado. En nuestro país, es bastante común prestar mayor atención a la ejecución de proyectos de inversión, que al desarrollo de prácticas adecuadas de operación y mantenimiento de las instalaciones existentes.

Es bastante común pensar que el éxito de una administración se mide generalmente por índices tales como: número de proyectos realizados, monto de dólares invertidos, longitud de tubería instalada, entre otras.

Poco se mencionan factores tales como: número de interrupciones de servicio experimentadas por año, número de fallas sufridas en el funcionamiento de los equipos, calidad del efluente de las plantas de tratamiento en relación a la calidad de diseño, impacto de la operación de los sistemas de alcantarillado sanitario sobre el medio ambiente, y otros.

Es por esto que en algunos casos, proyectos bien diseñados y construidos con altos volúmenes de inversión, se han deteriorado completamente en un plazo relativamente corto.

En cambio, cuando se dispone de un programa de mantenimiento preventivo y se desarrollan las acciones propuestas con la frecuencia requerida, se asegura en un alto grado la funcionalidad de los equipos y estructuras, la prestación de un buen servicio a los usuarios, se reducen los gastos debidos a la realización de acciones de mantenimiento con carácter de emergencia, se mantiene la eficiencia en la operación de los equipos y estructuras, se extiende el período de realización de nuevas inversiones por la ampliación de la vida útil de las instalaciones, entre otros.

II.- OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO – DEFINICIONES

2.1.- Definición de operación

Operación es el conjunto de acciones **externas** que se ejecutan en las instalaciones y equipos para lograr el buen funcionamiento de un sistema.

2.2.- Definición de mantenimiento

Mantenimiento es el conjunto de acciones que se ejecutan a lo **interno** de las instalaciones y equipos para prevenir posibles daños o para la reparación de los mismos, cuando éstos ya se hubieren producido, a fin de asegurar el buen funcionamiento de un sistema.

2.3.- Clases de mantenimiento

Hay dos clases diferentes y bien determinadas de mantenimiento.

2.3.1-Mantenimiento correctivo o de reparación de daños

Este consiste en la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que pueda haberse producido en las instalaciones y equipos.

Como los daños y fallas en las instalaciones y equipos son de naturaleza tan variada, como también pueden ocurrir en el momento menos esperado y sin aviso previo, el mantenimiento correctivo no puede programarse y la política razonable es estar preparado para enfrentar esa situación de emergencia, disponiendo de los recursos necesarios para proceder en forma inmediata.

2.3.2.- Mantenimiento preventivo

Como su nombre lo indica, consiste en ejecutar en las instalaciones y equipos una serie de acciones de mantenimiento, sin esperar a que se produzcan los daños, y se realizan precisamente para evitar dentro de lo posible que éstos se presenten.

El desarrollo del mantenimiento preventivo, debe programarse en forma calendarizada en todas y cada una de sus acciones, y por este mismo hecho, al practicarlo se obtiene gran economía.

El mantenimiento preventivo debe ejecutarse en forma ineludible en todos los sistemas, y es la única garantía para asegurar el buen funcionamiento de los mismos a través del tiempo.

III.- DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES.

3.1.- Red colectora

La red colectora está constituida por las tuberías, más otras estructuras tales como: Pozos de visita de alcantarillado sanitario (PVS), conexiones domiciliarias, que permiten la recolección de las aguas servidas provenientes de las viviendas, industrias, establecimientos comerciales e institucionales y su conducción al sitio de tratamiento.

3.1.1.- Tuberías

Las tuberías son de polivinilo (PVC).

3.1.2.- Pozos de visita sanitarios (PVS)

Constituyen una cámara de inspección, y se construyen en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro, en la intersección de dos o más alcantarillas y en el extremo de una línea, cuando se prevén futuras ampliaciones aguas arriba de éstas. El PVS es construido totalmente de concreto o con el cuerpo de ladrillo cuarterón, apoyado sobre una plataforma de concreto.

3.1.3.- Conexiones domiciliarias

Están constituidas por las tuberías laterales que conducen las descargas de aguas residuales de los edificios, desde la caja de registro hasta las tuberías recolectoras de alcantarillado sanitario.

3.2.- Unidades de tratamiento de aguas residuales

3.2.1.- Generalidades

El sistema de tratamiento de aguas residuales comprende cuatro diferentes niveles de clarificación: preliminar, primario, secundario y terciario.

A continuación se nombrarán algunas de las diferentes estructuras que pueden integrar un sistema de tratamiento y se describirán muy brevemente sus principales funciones.

3.2.2.-Estructuras de entrada

Colectora maestro

Es el conducto que recibe las aguas residuales de una red de alcantarillado sanitario y las conduce hacia la planta de tratamiento.

Sistema de compuertas

Se utilizan para interrumpir el flujo de agua, ajustar el volumen de flujo, o variar su dirección, así como evitar la inundación de las instalaciones.

3.2.3.- Estructuras para el tratamiento preliminar

Rejillas

Son estructuras formadas por barras de hierro que retienen materiales tales como, tarros, pedazos de madera, etc. De acuerdo al método utilizado, son de limpieza manual o mecánica. En nuestro caso está ubicada en el canal de recolección antes del desarenador.

Desarenador

Remueve la arena, grava, cenizas u otro material sólido pesado. Pueden ser de limpieza manual o mecánica. Por debajo de la Criba Estática estará una recámara de desarenado con una válvula de descarga en la parte inferior para extraer la arena contenida en el tanque y llevarla mediante tubería hacia los lechos de secado donde se retira el exceso de agua.

Medidor de caudal (Medidor Parshall)

El medidor Parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal.

Trampa de grasa

Una trampa de grasas es un dispositivo especial que se utiliza para separar los sólidos y las grasas de las aguas residuales con el fin de proteger las instalaciones sanitarias.

3.2.4.- Unidades de tratamiento de aguas residuales.

Dentro de esta unidad se incluye:

Tanque Imhoff

El tanque Imhoff tiene por lo general una forma rectangular con una tolva en la parte inferior, y está integrado por una cámara superior que recibe el agua residual y que tiene la función de separar los sólidos de rápida sedimentación. Este material pasa a la cámara inferior a través de una apertura conformada por mamparas de concreto donde será sedimentada.

Tanque Séptico

El tanque séptico es un depósito en donde el material sedimentable que contienen las aguas residuales se decanta produciendo un líquido libre de sedimentos que puede infiltrarse con facilidad en el subsuelo. De esta manera, la función del tanque séptico es la de proteger y conservar la capacidad de absorción el subsuelo por largo tiempo facilitando la adecuada disposición de las aguas residuales domésticas.

Biofiltro.

Es un humedal artificial conocido como “wetland” por su denominación en inglés, es un filtro de materiales granulares (grava por lo común) en donde se desarrolla un sistema de raíces de plantas, que generalmente pertenecen al género Phragmites y Thypha, conocidos comúnmente como carrizos, tules o totora en los países andinos. Este arreglo proporciona una matriz de grava y raíces a través de la cual fluye el agua a tratar, y donde se llevan a cabo diversos procesos de tratamiento, semejando el medio natural conocido como rizósfera.

Lechos o eras de secado

El exceso de lodo del Tanque Imhoff debe ser desechado a través de la tubería que conduce al sistema de deshidratación.

Se utilizan normalmente para la deshidratación de los lodos digeridos. La era típica de arena para secado de lodos, es un lecho de forma rectangular poco profundo, con fondo poroso colocado sobre un sistema de drenaje.

IV.- PERSONAL

4.1.- Generalidades.

De nada sirven los mejores y más elaborados programas de operación y mantenimiento, si no se cuenta con el personal adecuado para su ejecución, ya que en último término esto determina el éxito o el fracaso de éste.

El problema de personal se complica aún más cuando se trata de operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado sanitario, debido a que la mayoría de los trabajos a ejecutar son especializados. No se puede pretender conseguir personal de fuera perfectamente capacitado, para que asuma la ejecución de trabajos de mantenimiento, por tanto, habrá que formar a este personal.

Conocimientos y habilidades que deben tener los profesionales y técnicos a cargo de la operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado sanitario.

Los profesionales y técnicos que ocupan cargo de dirección dentro de la unidad de operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado sanitario, deberían tener como mínimo, los siguientes conocimientos y habilidades.

4.2.- Superintendente.

- Grado de ingeniero civil con post-grado en ingeniería sanitaria.
- Cinco años de experiencia práctica en el campo de la ingeniería sanitaria.

- Conocimientos y experiencia práctica en procesos de tratamiento de aguas servidas.
- Conocimientos sólidos de química, bacteriología, y procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales.
- Conocimientos acerca de la calidad de los desechos provenientes de las industrias, y los efectos que éstos pueden producir en los procesos de tratamiento.
- Conocimientos básicos de administración, manejo de personal y de las leyes y reglamentos referentes al medio ambiente.
- Habilidad para preparar y supervisar la elaboración de informes operacionales, informes sobre los aspectos de contaminación de cuerpos de agua.
- Capacidad para preparar, desarrollar y controlar el presupuesto asignado.
- Habilidad en el manejo de computadoras y de programas relativos a base de datos y procesadores de palabras.
- Habilidad en el manejo de personal, para establecer y mantener una buena comunicación y relaciones de trabajo.
- Habilidad para planificar, dirigir y evaluar las funciones de operación, mantenimiento y seguridad de la planta. Desarrollar iniciativas, y tomar decisiones acertadas, basadas en criterios lógicos y prácticos, siempre con el propósito de mantener el buen funcionamiento de la planta, la seguridad de los trabajadores y la protección del ambiente.

4.3.- Ingeniero jefe de operación y mantenimiento.

- Graduado de ingeniero civil.
- Experiencia práctica en el campo de la ingeniería sanitaria y muy en particular en operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento de aguas servidas.
- Conocimientos en procesos de tratamiento de aguas servidas, incluyendo bases sólidas de química de las aguas potables y residuales.

- Conocimientos relativos a la calidad de los efluentes industriales, y los efectos que éstos pueden producir en los procesos de tratamiento.
- Conocimientos básicos de manejo de personal y de las leyes y reglamentos respecto a los requerimientos de la calidad del efluente de la planta de tratamiento, de los lodos resultantes y del cuerpo receptor de las aguas.
- Habilidad en el manejo de computadoras y de programas relativos a modelación de la calidad de aguas de ríos, manejo de base de datos y procesadores de palabras.
- Habilidad en el manejo de personal, para establecer y mantener una buena comunicación y relación de trabajo.
- Aptitudes de expresión verbal, capacidad de elaboración de informes, poder de observación, destreza manual y criterio para discriminación de colores.

4.4.- Químico.

- Grado de químico.
- Tres años de experiencia en la práctica de análisis químicos y bacteriológicos de agua potable y aguas residuales.
- Conocimientos sólidos de química del agua y análisis inorgánico cuantitativo.
- Conocimiento de bacteriología y parasitología de las aguas residuales y sus análisis correspondientes.
- Conocimiento de los procedimientos de control de calidad analítica en laboratorios de agua.
- Habilidad en el manejo de computadoras y de manejo de base de datos y procesadores de palabras.
- Aptitud para discriminación de colores.
- Conocimientos de manejo de laboratorios y de mantenimiento de equipos e instrumentos.
- Conocimientos de las leyes y reglamentos nacionales vigentes respecto a la calidad de las aguas y protección del ambiente.

- Inquietud para mantenerse actualizado respecto a los cambios en los procedimientos, métodos y normas que puedan producirse a nivel nacional e internacional.

V.- OPERACIÓN Y CONTROL DE LA PLANTA

5.1.- Puesta en Marcha del Sistema de Tratamiento.

Antes de poner en funcionamiento los Tanques Imhoff, el Tanque Séptico y el Biofiltro, deberán ser llenados inicialmente con agua limpia o agua del cuerpo receptor y si fuera posible el tanque de digestión inoculado con lodo proveniente de otra instalación similar, esto con el objetivo de generar condiciones hidráulicas y anaerobias, antes de la llegada de las aguas residuales domésticas, lo cual permite acelerar el desarrollo de las poblaciones de microorganismos y así estabilizar la operación del sistema más rápidamente. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos en general.

5.2.- Operación Rutina de la Planta de Tratamiento.

La operación rutinaria consistirá en una serie de actividades por dos operarios permanentes, que se establecen a continuación.

5.2.1.- Cajas de Registro.

Estas deberán ser limpiadas periódicamente, con el fin de eliminar sólidos que se pudieran acumular y que ocasionen obstrucción en la tubería de drenaje.

5.2.2.- Limpieza de Rejas.

Este procedimiento consiste en retirar de las rejas los sólidos flotantes gruesos, que se almacenaron durante doce horas de operación, esto se realiza con la ayuda de una malla que utilizan para limpiar piscina, después se deja escurriendo en la bandeja ranurada ubicada en la parte superior de la reja y posteriormente enterrarlos en un lugar destinado para tal fin, dentro del predio de tratamiento, los materiales inorgánicos deben ser recolectados y enviados al basurero municipal,

las rejas deben ser inspeccionadas, limpiadas y lavadas cuantas veces sea necesario.

Los operadores deberán llevar un registro de los volúmenes de materiales extraídos de la reja. La remoción de lodos sedimentados en el canal está en dependencia de la deposición de sólidos, que serán extraídos con la ayuda de una pala y una carretilla.

5.2.3.- Purga de los Desarenadores.

Esta función será realizada diariamente; se hará una medición periódica del lecho de arena acumulado, en el momento en que la arena ocupe $2/3$ del volumen, se debe abrir la compuerta de operación del desarenador que se encuentra fuera de operación, cerrar compuerta de operación del desarenador a limpiar, abrir la compuerta de limpieza del desarenador a limpiar y lavar el canal del desarenador. El agua y arena del desarenador limpiado llegará por gravedad a los lechos de secado a través de una tubería que une el desarenador y el lecho.

Se utilizará una regla graduada para medir el lecho, un cubo calibrado para medir la cantidad de arena, también se utilizaran palas, cepillos, carretillas para la remoción de arena en el fondo del Desarenador, la frecuencia de limpieza se determina por la acumulación del material.

5.2.4.- Chequeo y Medición de Caudal en los Canales Parshall.

En este dispositivo de medición, deben eliminarse depósitos y costras, se deben limpiar diario con el uso de cepillo de alambre, palas, agua a presión.

Para el buen uso de su funcionamiento, el operador debe registrar diariamente los caudales tres veces por día, lecturas de medición de caudales, en cada uno de los dispositivos de entrada, en los horarios comprendidos entre 8:00 AM, 12:00 M y 6:00 PM, o bien en las horas en que un estudio demuestre que ocurren los caudales medios.

De este chequeo los operadores deberán llevar un registro donde indiquen; hora de la lectura y caudal instantáneo observado. En caso que los caudales en los

canales, no sean iguales, en el momento en que se distribuye el caudal, se deberán calibrar los repartidores de flujo, hasta que estos sean iguales.

Durante épocas de lluvias y secas, se debe realizar una medición de caudales con mayor intensidad, para obtener mejores datos del comportamiento hidráulico, la lectura de caudal se deben realizar en períodos de 2 horas durante 3 días consecutivos; luego se puede obtener el caudal promedio de ese período de muestreo, se prefiere que esa actividad incluya sábado y domingo para conocer el comportamiento de los caudales aporte en fines de semana, es importante comparar la diferencia entre las épocas para conocer bien la infiltración de agua pluvial que puede dañar el proceso biológico del sistema.

5.2.5.- Inspección del Tanque Imhoff.

La revisión y remoción de natas deberá realizarse diario, siempre y cuando se encuentren cantidades considerables de natas, las cuales serán extraídas por un desnatador o espátula y enterradas en un sitio dentro del predio destinado para este fin. Los operadores deberán llevar un registro de las fechas de retiro de natas y de volúmenes retirados.

Generalmente se ayuda a corregir la presencia de espuma, usando cal hidratada, la cual se agrega por las áreas de ventilación. Conviene agregar una suspensión de cal a razón aproximada de 5kg por cada 1000 habitantes.

Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel que llegan los lodos en su compartimiento.

Para conocer el nivel de lodos se usa una sonda, la que hace descender cuidadosamente a través de la zona de ventilación de gases, hasta que se aprecie que la lámina de la sonda toca sobre la capa de los lodos; este sondeo debe verificarse según la velocidad que se observe

En el área de ventosa en los Tanques Imhoff, se retira la nata flotante, que se forma por el ascenso de burbujas de biogás con flóculos de lodos, con la ayuda de un paicón y de forma manual, para la remoción de lodos en el fondo de los tanques, se puede utilizar una cisterna o una bomba de semisólidos, la cal servirá

para controlar los excesivos olores de lodos, depositados en la pila de secado, para su deshidratación.

5.2.6.- Purga de Lodos de los Tanques Imhoff.

Esta actividad deberá realizarse cada 40 días.

Para la realización de la purga de lodos, es necesario cerrar las compuertas de entrada de agua cruda al sistema, abrir la compuerta del canal de conducción de lodos y abrir cada una de las válvulas, para la extracción de lodos en los Tanques Imhoff, la cantidad de lodos a extraer será la que se encuentre en las tolvas.

Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se destruyan uniformemente en la superficie de tales lechos.

Los operadores deberán vigilar la apariencia del líquido, que se extrae de las tolvas, para evitar mantener las válvulas de los tubos de extracción por más tiempo del necesario, ya que nunca se debe retirar la totalidad de los lodos digeridos, con el fin de no provocar que se altere la digestión anaerobia de los lodos crudos que llegan al Tanque Imhoff. Se recomienda descargar no más de 15% de volumen total del lecho de secado.

5.2.7.- Secado de Lodos del Tanque Imhoff.

Los lodos una vez extraídos de las tolvas, serán conducidos por gravedad a través de una tubería, hasta los lechos de secado. Esta operación se realizará cada cuarenta días y los operadores deberán ir alternando el uso de los lechos de secado según se purguen los tanques, sobre todo en la época de verano, donde se aprovecha la luz solar para la evaporación y secado de lodos. Antes de la entrada de la estación lluviosa, los tanques deberán purgarse, ya que durante en esta época se pueden prolongar los tiempos de digestión y purga, por que las lluvias impiden la operación de secado de lodos. Una vez secado los lodos, estos deberán retirarse de los lechos de secado y mezclarse con el suelo natural de las

áreas verdes del predio del sistema de tratamiento, para contribuir en la recuperación de nutrientes en el suelo.

5.2.8.- Trampa de grasas.

La trampa de grasa debe ser limpiada cada quince días o mensualmente y consistirá en el retiro del material flotante y del material sedimentable. La limpieza debe efectuarse durante las primeras horas de la mañana cuando la temperatura del aire y del agua residual alcanza sus valores más bajos lo que facilita el retiro del material graso al encontrarse solidificado.

Por ningún motivo deberá emplearse agua caliente para licuar la grasa y facilitar el drenaje hacia el tanque séptico o sistema de alcantarillado. Esta operación conduce a que al enfriarse y solidificarse el material graso se adherirá a las paredes de la tubería afectando su capacidad de conducción o incrementará la capa de espuma al interior del tanque séptico.

5.2.9.- Inspección del Tanque Séptico.

Debe inspeccionarse cada 6 meses. Al abrir el registro del tanque séptico se debe tener cuidado de dejar transcurrir un tiempo hasta tener la seguridad que se haya ventilado lo suficiente porque los gases que se acumulan pueden causar asfixia o ser explosivos al mezclarse con el aire. Por ello nunca debe encenderse fósforo o cigarrillo cuando se de apertura al tanque.

La presencia de turbiedad en el líquido efluente con la presencia de pequeñas partículas de sólidos sedimentables es un síntoma que la nata o los lodos han sobrepasado los límites permisibles y se está afectando el Biofiltro, por lo que deberá programarse de inmediato su limpieza ya que el volumen ocupado por la nata y el lodo ha hecho disminuir el período de retención del agua dentro del tanque conduciendo a una eficiencia remocional del material sedimentable.

El tanque séptico se ha de limpiar cuando el fondo de la capa de nata se encuentre a unos ocho centímetros por encima de la parte más baja de la prolongación del dispositivo de salida o cuando la capa de lodos se encuentre a 0.3m por debajo del dispositivo de salida.

El espesor de nata se medirá con un listón de madera en cuyo extremo lleve fijada una aleta articulada. El listón se fuerza a través de la capa de nata hasta llegar a la zona de sedimentación en donde la aleta se desplazará a la posición horizontal. Al levantar el listón suavemente se podrá determinar por la resistencia natural que ofrece la nata, el espesor de la misma. Este mismo dispositivo puede ser empleado para determinar el nivel bajo del deflector o de la prolongación del dispositivo de salida.

Para determinar el espesor de lodos y la profundidad de líquido se empleará un listón de madera cuyo extremo tenga enrollado una tela tipo felpa (material del cual se fabrican las toallas) en una longitud de aproximadamente un metro. Este dispositivo se hace descender hasta el fondo del tanque a través del dispositivo de salida para evitar interferencia de la capa de nata. Se mantendrá el listón un minuto y se retirará cuidadosamente y las partículas de lodo quedarán adheridas sobre la felpa, permitiendo determinar el espesor de lodos.

5.2.10.- Limpieza del Tanque Séptico.

Se deberá limpiar cada año usando un camión cisterna equipado con bomba de vacío y manguera. El retiro de los lodos se realizará hasta el momento en que se observe que el lodo se torna diluido.

Se podrá ejecutar limpieza manual con un recipiente dotado de un mango largo para retirarlo del interior del tanque séptico o mediante una bomba manual que descargue a un recipiente.

Para facilitar el retiro de la nata, poco antes del retiro del lodo, se esparce en su superficie cal hidratada o ceniza vegetal, luego con ayuda de un listón de madera se mezclará. Esto inducirá a que gran parte de la espuma se precipite e integre al lodo facilitando su retiro. La parte remanente se retirará con la ayuda de un cucharón a través de la tapa de inspección.

No se ingresará al tanque hasta que se haya ventilado adecuadamente, cualquier persona que ingrese al interior del tanque debe llevar una cuerda atada a la

cintura cuyo extremo lo mantenga en el exterior una persona lo suficientemente fuerte como para izarla en caso de que los gases del tanque lo lleguen a afectar.

Una vez retirado el lodo, el tanque séptico no debe ser lavado o desinfectado y más bien se debe dejar una pequeña cantidad de lodo como inóculo para facilitar el proceso de hidrólisis de las nuevas aguas residuales que han de ser tratadas.

Los lodos extraídos deben ser dispuestos en una planta de tratamiento de aguas residuales para su acondicionamiento final o enterrado convenientemente en zanjas de unos 60 centímetros de profundidad. En caso de llegar a un acuerdo con los agricultores locales se les proporcionarán como abono orgánico ya sea para sus cultivos o pasto de corte.

Las personas encargadas del mantenimiento y conservación de los tanques sépticos, deberán emplear guantes y botas de hule.

5.2.11.- Biofiltro.

5.2.11.1.- Cosecha de plantas

El recorte de la planta está en función del ciclo vegetativo, que será cada diez meses. Se realizará una limpieza en el lecho filtrante, para evitar la descomposición de estas y al mismo tiempo impedir que saturen el lecho, en el sitio.

5.2.11.2.- Lecho filtrante

Para el mantenimiento del Biofiltro se recomienda que, después de cada corte con machete, se deba limpiar el lecho filtrante, para evitar saturación en el sitio, o sustituirlo por un material nuevo, cuando este se encuentre saturado.

En caso que se note un flujo superficial de aguas residuales en la entrada del Biofiltro, se recomienda remover el primer metro del material del lecho filtrante (después del material grueso), en todo el ancho de cada unidad de Biofiltro, sustituyéndose con material nuevo de las mismas características, para mantener la alta eficiencia del sistema durante varios años.

El control del espejo de agua, debe estar siempre por debajo del lecho filtrante, esto se hace con la manguera flexible de la caja de salida, ubicando la salida a la altura establecida en función de la pendiente hidráulica de diseño.

VI.- MANTENIMIENTO GENERAL

6.1.- Limpieza del Predio.

Esta actividad se debe realizar periódicamente, cuando sea requerido y consiste en rozar el área total del predio y limpieza de todo tipo de maleza encontrada, esta actividad se podrá realizar por sub-contrato.

6.2.- Chequeo de la Infraestructura.

Esta actividad se realiza cada cinco años y consiste en una revisión pormenorizada de toda la instrumentación dando especial atención a los accesorios metálicos, (rejas, compuertas, válvulas, láminas repartidoras de flujos, etc.) de esta actividad deberá realizarse un informe de la situación de la planta y recomendaciones, para tomar medidas correctivas.

El mantenimiento correctivo; es la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que puede haberse producido en las instalaciones y equipos, será ejecutado cuando se presenten uno o más de los siguientes casos:

Quando el caudal de aguas residuales supere la capacidad instalada de la planta de tratamiento se debe construir nuevos módulos ya previstos en el estudio.

Quando fenómenos naturales o la actividad del hombre dañe alguna estructura del sistema de tratamiento.

Quando un filtro se sature totalmente y sea necesario cambiar el lecho filtrante.

Quando se presente cualquier daño de carácter permanente que provoque una operación anormal del sistema o la interrupción total de la operación.

VII.- MEDIDAS Y EQUIPOS DE PROTECCIÓN RECOMENDADOS PARA TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE REALIZAN LABORES DE MANTENIMIENTO.

7.1.- Generalidades.

Como parte de la capacitación del personal que realiza labores de operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento, el tema de la seguridad y protección deberá ser uno de los más importantes.

A continuación se enumeran algunas recomendaciones de tipo general dirigidas al personal que realiza tareas de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario.

- a.** Antes de encender algún cigarrillo, de comer, o en general de llevarse algo a la boca, es necesario lavarse las manos con agua limpia y jabón.
- b.** Al final de la jornada de trabajo debe dejaren el lugar correspondiente sus prendas de vestir, guantes, botas, etc.
- c.** Las herramientas de trabajo (palas, picos, rastrillos, machetes, pascón, etc.) deben ser lavados con agua limpia antes de guardarlos.
- d.** Cuando trabaje cerca de instalaciones eléctricas, debe asegurarse de que sus manos, ropa y botas estén secos.
- e.** No puede permitirse caminar descuidadamente en los bordes de laguna o de tanques, pues una caída podría resultar fatal.
- f.** En caso de lagunas de estabilización, siempre debe estar disponible una balsa, sogas y un salvavidas para una eventual operación de salvamento.
- g.** En caso de cortaduras u otras heridas, éstas deben ser lavadas inmediatamente con agua y jabón y limpiadas con un desinfectante adecuado.
- h.** El personal bajo asistencia médica, debe ser vacunado contra tétano, fiebre tifoidea y cuando se considere necesario, contra fiebre amarilla.

i. Debe mantener sus uñas limpias y cortadas, pues uñas largas y sucias son medios de transmisión de enfermedades.

j. En un sitio visible y accesible debe mantenerse un botiquín de primeros auxilios, el cual deberá estar continuamente abastecido.

Para el personal de mantenimiento de la red de alcantarillado sanitario.

El uso de aparatos de seguridad y equipo protector como los descritos a continuación, han demostrado que son efectivos para prevenir accidentes entre el personal que labora en el mantenimiento de redes de alcantarillado sanitario.

7.2.- Inhaladores – Respiradores.

Debe usarse un inhalador cuando se entra a un área que no puede ser ventilada. Los inhaladores son de tipo con filtro y del tipo con suministro de aire.

El tipo con filtro es menos útil cuando se entra a un ambiente con escasez de oxígeno; en este caso debe utilizarse un inhalador con suministro de aire. El aparato con suministro de aire puede ser a su vez, del tipo con suministro remoto, o del que usa un tanque de aire o de oxígeno, portátil.

7.3.- Otros aparatos y equipos de protección.

Casco y zapatos de seguridad para protección contra impacto. Vestidos y guantes para protección contra organismos patógenos.

Tapones y cubiertas para los oídos, para usarse en ambiente de mucho ruido y con material contaminante.

Aparejo para seguridad, y lámparas para colocarse en la cabeza, también deben estar disponibles.

7.4.-Inspección y mantenimiento de los aparatos y equipos de seguridad.

Todos los aparatos y equipos de protección deben inspeccionarse y ser conservados en buen estado, a fin de estar seguros de que estarán utilizables todo el tiempo. El personal de mantenimiento debe ser sistemáticamente entrenado en el debido uso del equipo.

7.5.- Consideraciones acerca de la seguridad, higiene y saneamiento.

7.5.1.- Primeros auxilios.

Un botiquín de primeros auxilios, debe estar disponible todo el tiempo. En caso de un accidente, que afecte a una persona, ésta debe ser rescatada inmediatamente, proporcionarle el cuidado médico de emergencia, y someterlo a los exámenes necesarios.

VIII.- EQUIPOS UTILIZADOS PARA EL MANTENIMIENTO.

El personal de mantenimiento será provisto de utensilios de limpiezas y herramientas mínimas necesarias para el mantenimiento de los sistemas. En el caso de las rejas se utilizarán; cepillos de alambres, pala, rastrillo, carretillas (hasta medios para coleccionar y transportar el material residual, al sitio de disposición final). En los cuadros 1 y 2 se presentan las labores que deben realizarse, para el buen uso y funcionamiento del sistema. Ver Cuadro 1 y 2.

Cuadro 1. Actividades Rutinarias de Operación y Mantenimiento.

Actividad	Materiales	Frecuencia
Canal de Entrada con Rejas.		
Limpiar Rejas.	Rastrillo y Pala.	Diario.
Limpiar Sólidos Acumulados en el Fondo de Canal.	Pala y Carretilla.	Una Vez por Mes.
Medir el Caudal Afluyente.	Dispositivo de Medición.	Cada Hora.
Desarenador.		
Eliminar la Nata Flotante Acumulada.	Pazcón y Carretilla.	Cada 3 días.
Extraer Lodos del Fondo del Desarenador.	Válvula de Limpieza, Pala y Carretilla.	Según la Acumulación de Lodos.
Tanques Imhoff.		
Remover la nata flotante en la zona de ventosa.	Pazcón y Carretilla.	Diario.
Extraer el Lodo Acumulado en el Fondo del Tanque.	Válvula de Limpieza o Bombas de Semisólidos.	Cada 40 días.
Remojar los Trozos de Corteza del Filtro del Biogás.	Balde o Manguera.	Una vez por semana.
Cambiar los Trozos de Corteza del filtro del Biogás.	Pala y Carretilla.	Una vez al año.
Biofiltros.		
Eliminar los Sólidos Sedimentados en el canal de Alimentación.	Pala y Carretilla.	Una vez por mes.
Cortar las Plantas Sembradas en la Superficie.	Machete, Rastrillo y Carretilla.	Según el Ciclo de las Plantas.
Cambiar los primeros 1 o 2 metros del Lecho Filtrante, Después del Material Grueso de la Zona de Distribución.	Pico, Pala y Carretilla; Material Nuevo de la Misma Granulometría	A la Aparición de un Flujo Superficial.
Controlar el Espejo de Agua Dentro del Biofiltro.	Manguera Flexible.	Diario.
Pila de Secado de Lodos.		
Sacar el Lodo Estabilizado de la Pila de Secado.	Pala y Carretilla.	Cada 4 meses.
Eliminar malos Olores.	Pala y Cal.	Diario.

Fuente: Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado Sanitario.

Cuadro 2. Actividades Rutinarias de Operación y Mantenimiento.

Actividad	Materiales	Frecuencia
Trampa de grasas.		
Limpiar trampa de grasas.	Recipiente para recolectar los aceites y las grasas (pazcón).	Cada quince días.
Cajas de registro y recolección.		
Limpiar cajas de recolección.	Pazcón para recolectar sólidos.	Periódicamente según inspección.
Tanque séptico.		
Limpiar tanque séptico. (Opcional).	Camión cisterna.	Anualmente.
Remover nata flotante	Pazcón, carretilla y cal hidratada.	Cada 6 meses.
Remover lodo en el fondo del tanque.	Recipiente dotado de mango (valde), pala y carretilla.	Cada año.

Fuente: Manual de Operación y mantenimiento de tanques sépticos CEPIS.

ANEXOS

Anexo -1

RESUMEN DE EFICIENCIA REMOCIONAL EN SISTEMAS ANAEROBICOS EN NICARAGUA													
LOCALIDAD	Caudal m ³ /d	Tanque Imhoff y Fosas Sépticas seguidos de Filtro Anaerobio								Porcentaje de reducción			
		DBO ₅ , mg/l		DQO, mg/l		SS, mg/l		C. F, NMP/100ml		DBO ₅	DQO	SS	C.F
		Influente	Efluente	Influente	Efluente	Influente	Efluente	Influente	Efluente				
Tanque Imhoff seguido de Filtro Anaerobio ó Biofiltro													
Chichigalpa ^{(1) (2)}													
El Viejo	1,143	396.3	34.7	1083.7	124.7	893.7	28.4	4.5E+08	3.0E+07	91.2%	88.5%	96.8%	93.333%
Masatepe ⁽²⁾	41	627	60	1196	167	946.3	50	4.4E+08	1.0E+06	90.4%	86.0%	94.7%	99.773%
Jinotepe	731	487.1	76	1017.2	188	893.4	43.9	3.7E+08	5.7E+07	84.4%	81.5%	95.1%	84.595%
Camoapa	110	453.3	48	869.7	140.7	493.3	27.7	1.9E+08	1.7E+07	89.4%	83.8%	94.4%	91.053%
Fosa Séptica seguida de Filtro Anaerobio													
León / San Carlos	260	274	45	622	164	402.3	49.7	2.0E+08	2.8E+06	83.6%	73.6%	87.6%	98.600%
La Paz Centro	384	360.9	84.1	861.8	205.5	436.8	95.1	3.8E+08	1.2E+08	76.7%	76.2%	78.2%	68.421%
Ocotal	1,984	292.8	64.5	520	168.5	348.2	43	1.4E+08	3.1E+06	78.0%	67.6%	87.7%	97.786%

Nota: Las fosas septicas seguidas del filtro anaeróbico se diseñaron para un tiempo de detencion < a 12 horas

(1) Esta planta aun no está en funcionamiento

(2) Son sistemas con Biofiltros

Anexo-2

Decreto 33-95

El siguiente Decreto de:

DISPOSICIONES PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACION PROVENIENTE DE LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS, INDUSTRIALES Y AGROPECUARIAS .

CAPITULO I

OBJETO

Arto.I.- Las disposiciones del presente Decreto tienen por objeto fijar los valores máximos permisibles o rangos de los vertidos líquidos generados por las actividades domesticas, industriales y agropecuarias que descargan a las redes de alcantarillado sanitario y cuerpos receptores.

CAPITULO II

DEFINICION DE TERMINOS

Arto. 2.- Para efectos de este Decreto se entenderá como:

2.1 Vertimiento Líquido: Cualquier descarga de desechos líquidos vertidos a un cuerpo de agua o alcantarillado.

2.2 Vertimiento No Puntual: Es aquel en el cual no se puede precisar el punto exacto de descarga al recurso, tal es el caso de vertimientos provenientes de esorrentía, aplicación de agroquímicos u otros similares.

2.3 Lodo: Sólidos acumulados separados de las aguas residuales generados en los sistemas de tratamiento de aguas residuales.

2.4 Concentración de una Sustancia: Es la relación existente entre su peso y el volumen del liquido que lo contiene.

2.5 Carga: Al producto de h concentración promedio por el caudal promedio determinados en el mismo sitio; se expresa en kilogramos por día (kg./día).

Caracterización de aguas residuales Sabana Grande



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS EN MEDIO AMBIENTE
 LABORATORIO DE ANÁLISIS DE AGUAS RESIDUALES
 CIEMA-UNI Tel: 2701517, Telefax: 2781482



EMPRESA:	Empresa Aguadora de Jinotega -EMAJIN
ATENCION:	Ing. Claudia López (Jefe del Departamento Técnico de la EMAJIN)
UBICACIÓN:	Entrada principal a San Rafael del Norte ubicado a 150 mts M.lzq. Descarga hacia R.Viejo
PUNTO:	Entrada #1
FECHA DE CAPTACION:	22 de Octubre 2008
CODIGO DE MUESTRA:	LA-03-876
TIPO DE MUESTRA:	COMPUESTA

RESULTADOS DE ANALISIS

MÉTODO*	PARÁMETRO REALIZADO	CONCENTRACIÓN		DECRETO 33-95 ART. 23
		Valor	und.	
	Aspecto	Turbia con mat.susp.		NO ESP
4500-H ⁺	pH	7.02-7.12		6 - 9
5520-D	Aceites y Grasas Totales	16.4	mg/L	20 mg/L
5210-B	Demanda Bioquímica de Oxígeno (5)	290.00	mg/L	110 mg/L
5220-C	Demanda Química de Oxígeno	708.03	mg/L	220 mg/L
2540-D	Sólidos Suspendedos Totales	189.00	mg/L	100 mg/L
3500-B	Sólidos Totales	584.00	mg/L	NO ESP
3500-B	Sólidos Sedimentables	3.0-7.0	ml/10h	1.0 mg/L
4500-Norg-B	Nitrógeno Kjeldahl	20.06	mg/L	NO ESP
5540.C	Sustancias activas al Azul de Metileno	29.52	mg/L	3.0

Observaciones:

La muestra fue recolectada por el personal especializado para muestreo de los Laboratorios Ambientales del CIEMA-UNI

*Se utilizaron los procedimientos establecidos por APHA, AWWA y WPCF, en el Standard Methods for the examination of water and wastewater, 20th 1998

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio se reserva el derecho de confidencialidad e imparcialidad del informe.

Atentamente,


 Ing. Eloisa D. Rodríguez R.
 Resp. Laboratorio Aguas Residuales
 CIEMA-UNI




 Msc. Lid. Roberto Casado
 Gerente Laboratorios Ambientales
 CIEMA-UNI



Anexo-4

Estudios de suelo

Tabla de ensayos realizados:

TIPO DE ENSAYO	DESIGNACIÓN
	ASTM
Prueba de Análisis Granulométrico de los Suelos	D-422
Determinación de los límites de consistencia o de Atterberg de los suelos	D-4318

De los 2 sondeos manuales realizados se identificaron las siguientes muestras:

Sondeo No.	Muestra	Localización	Código	Profundidad (m)	Color
1	1	Planta de Tratamiento el aguas residuales	PTAR – 1	0.20-0.40	Gris
1	2	Planta de Tratamiento el aguas residuales	PTAR – 2	0.40-0.60	Gris oscuro
1	3	Planta de Tratamiento el aguas residuales	PTAR – 3	0.60-1.00	Gris oscuro
2	1	Calle	CALLE – 1	0.10-0.30	Gris oscuro
2	2	Calle	CALLE – 2	0.30-0.70	Café claro
2	3	Calle	CALLE – 3	0.70-1.00	Café claro

NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Planta de tratamiento de aguas residuales

SONDEO N°= 1

PROFUNDIDAD= 0.2-0.4m

MUESTRA: M-1

FECHA=13/01/2016

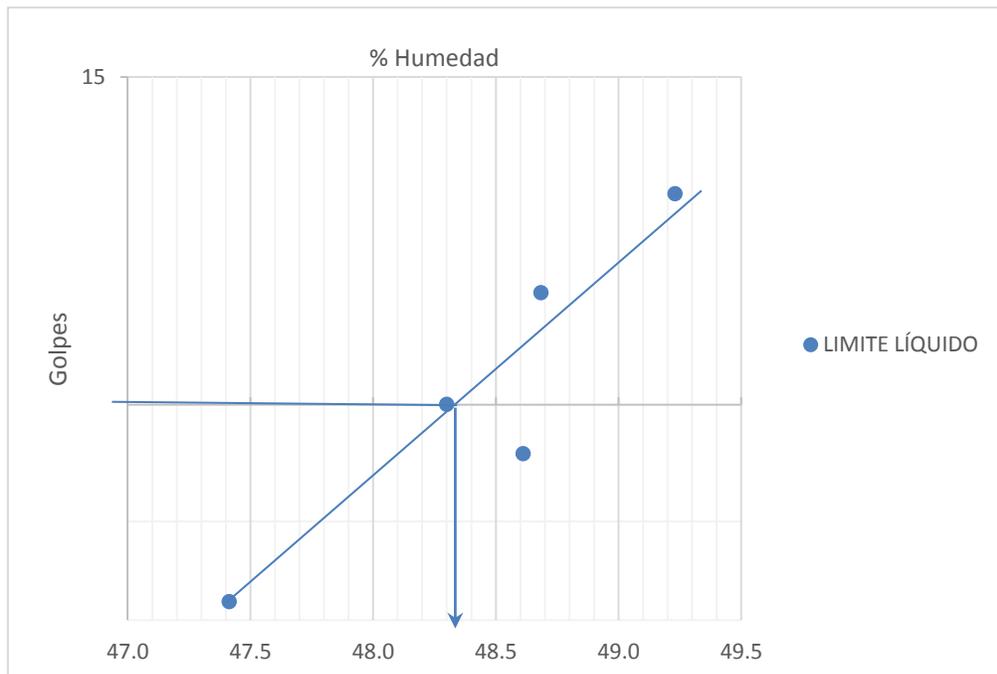
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
2"		0.00	0.00	100.00
1 1/2"		0.00	0.00	100.00
1"	17	1.00	1.00	99.00
3/4"	20	1.00	2.00	98.00
1/2"	34	2.00	4.00	96.00
3/8"	31	2.00	6.00	94.00
No. 4	51	2.00	8.00	92.00
PASA No. 4	1884	92.00	100.00	
SUMA	2037	100.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	14.8	7	7	85
40	23.1	11	18	74
200	34.9	17	35	57
PASA No. 200	120.3	57	92	
SUMA	193.1	92		

Tara N°= A-05 Peso seco: 193.1

Peso seco lavado: 72.8 Pasa .la N° 200: 120.3

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
R-102	21.4	31.1	18	27.9	49.2
H-15	21.8	33.1	21	29.4	48.7
			25		48.3
R-114	21.4	32.1	27	28.6	48.6
B-4	21.6	38.7	34	33.2	47.4
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
A-35	21.5	32.4		30	28.2
A-36	21.7	34.9		31.9	29.4
				%W	28.8



NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Planta de tratamiento de aguas residuales

SONDEO N°= 1

PROFUNDIDAD= 0.4-0.6m

MUESTRA: M-2

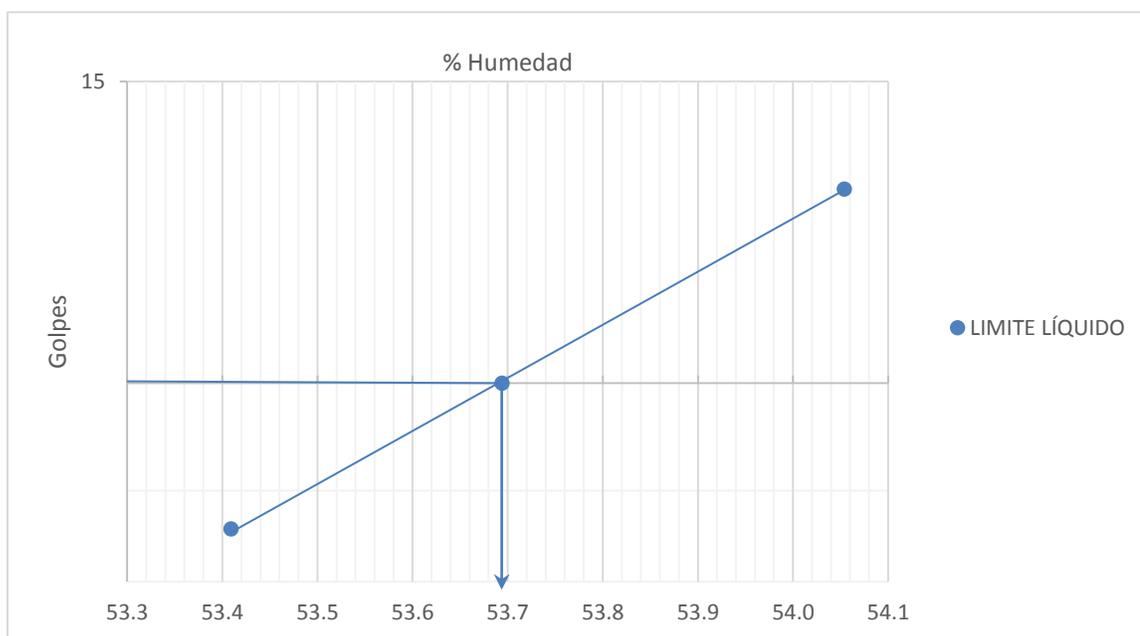
FECHA=13/01/2016

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0	0	100
		0	0	100
		0	0	100
2"		0	0	100
1 1/2"		0	0	100
1"		0	0	100
3/4"	9	0	0	100
1/2"	11	1	1	99
3/8"	10	1	2	98
No. 4	17	1	3	97
PASA No. 4	1772	97	100	
SUMA	1819	100		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	5.7	3	3	94
40	12.4	6	9	88
200	23.7	12	21	76
PASA No. 200	148.5	76	97	
SUMA	190.3	97		

Tara N°= B-12-1 Peso seco: 190.3 Peso seco lavado: 41.8 Pasa .la N° 200: 148.5

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
B-2	21.9	33.3	18	29.3	54.1
			25		53.7
A-23	21.7	35.2	32	30.5	53.4
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
H-20	21.8	35.5		31.9	35.6
R-118	21.1	33.4		30.2	35.2
				%W	35.4



NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Planta de tratamiento de aguas residuales

SONDEO N°= 1

PROFUNDIDAD= 0.6-1.0m

MUESTRA: M-3

FECHA=13/01/2016

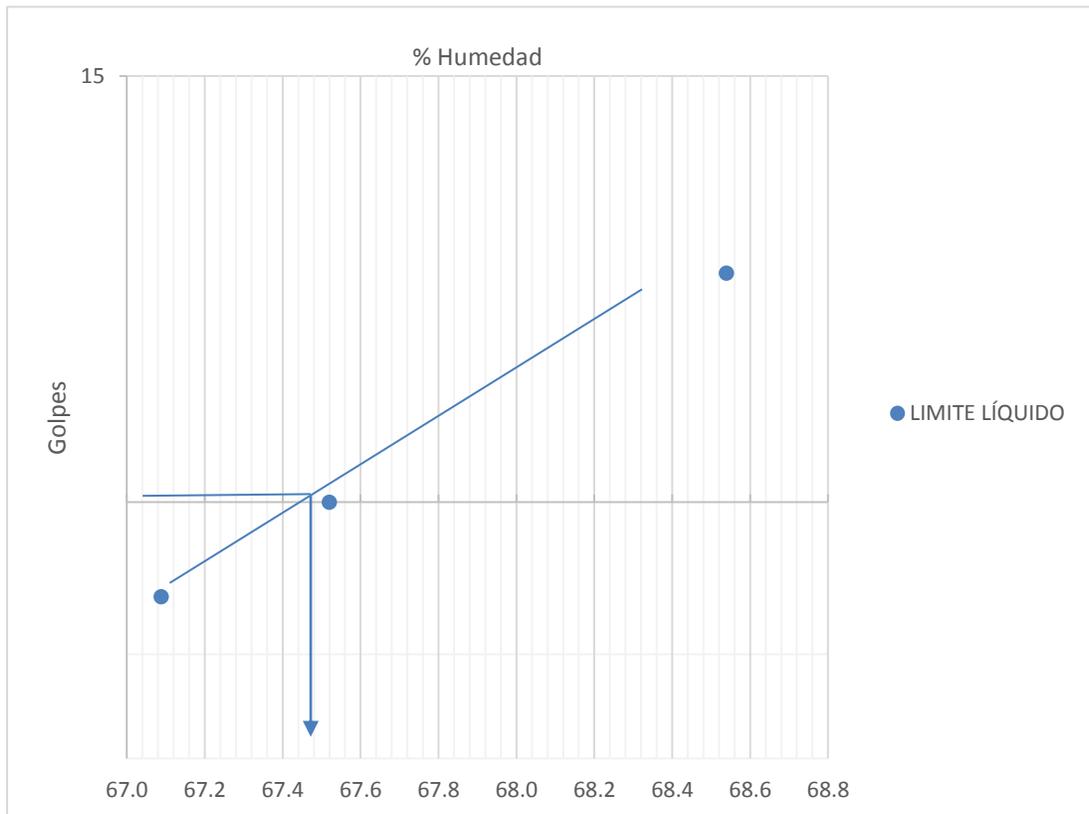
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
2"		0.00	0.00	100.00
1 1/2"		0.00	0.00	100.00
1"		0.00	0.00	100.00
3/4"		0.00	0.00	100.00
1/2"		0.00	0.00	100.00
3/8"		0.00	0.00	100.00
No. 4		0.00	0.00	100.00
PASA No. 4	1742	100.00	100.00	
SUMA	1742	100.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	3.4	2	2	98
40	8.6	5	7	93
200	16.3	10	17	83
PASA No. 200	135.3	83	100	
SUMA	163.6	100		

Tara N°= 32-A Peso seco: 163.6gr

Peso seco lavado: 28.3gr Pasa .la N° 200: 135.5gr

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
B-3	21.4	36.4	19	30.3	68.5
			25		67.5
A-07	21.3	34.5	28	29.2	67.1
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
R-116	21.5	37.7		33	40.9
A-01	21.6	34.8		31.1	38.9
				%W	39.9



NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Calle

SONDEO N°= 2

PROFUNDIDAD= 0.1-0.3m

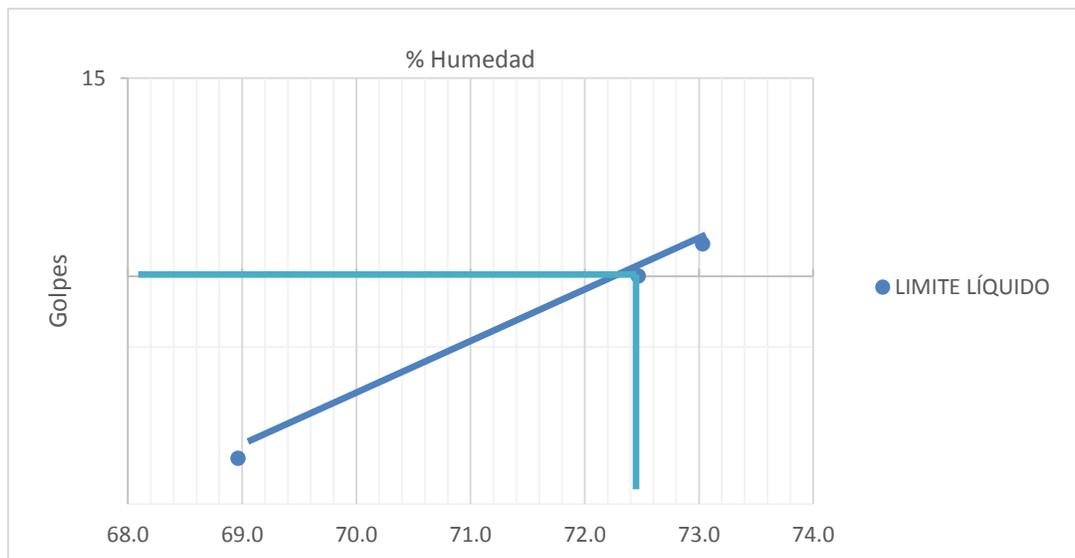
MUESTRA: M-1

FECHA=13/01/2016

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
2"		0.00	0.00	100.00
1 1/2"		0.00	0.00	100.00
1"		0.00	0.00	100.00
3/4"		0.00	0.00	100.00
1/2"		0.00	0.00	100.00
3/8"		0.00	0.00	100.00
No. 4		0.00	0.00	100.00
PASA No. 4	2388	100.00	100.00	
SUMA	2388	100.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	0.5	0	0	100
40	3.4	2	2	98
200	13.3	8	10	90
PASA No. 200	150.7	90	100	
SUMA	167.9	100		
	Tara No.	B-1	Peso Seco:	167.9
	Peso Seco Lavado:	17.2	Pasa No.200:	150.7

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
A-20	22	37.4	23	30.9	73.0
			25		72.5
A-B	21.7	36.4	40	30.4	69.0
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
A-05	21.7	38.7		33.7	41.7
B-06	21.6	41.4		35.5	42.4
				%W	42.1



NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Calle

SONDEO N°= 2

PROFUNDIDAD= 0.3-0.7m

MUESTRA: M-2

FECHA=13/01/2016

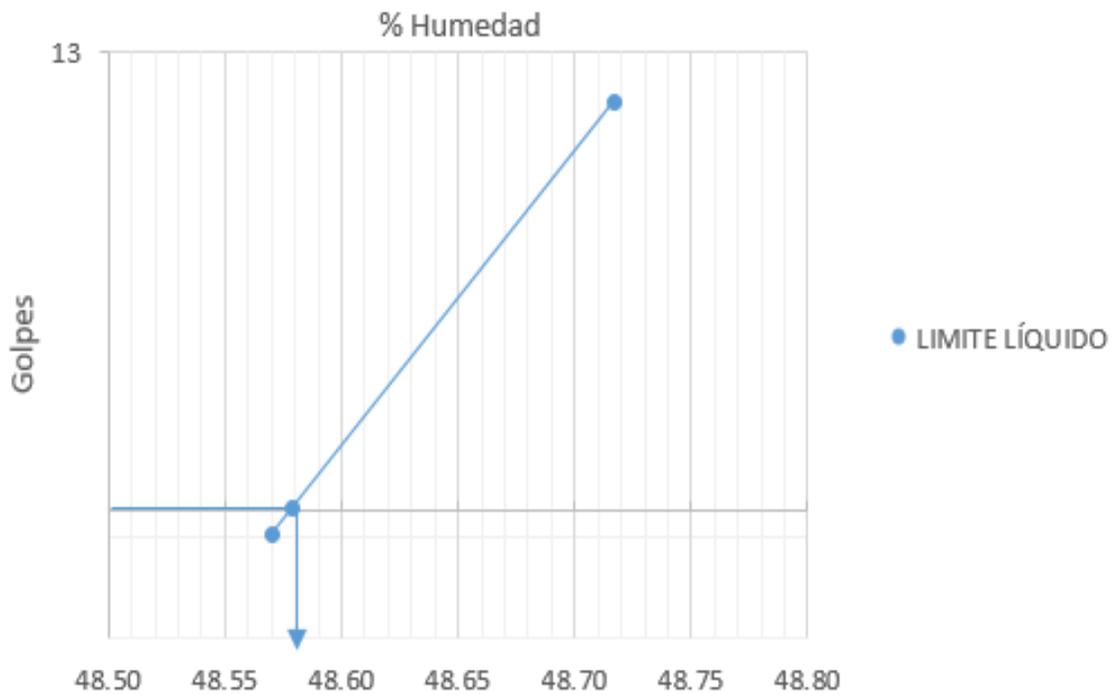
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
2"		0.00	0.00	100.00
1 1/2"		0.00	0.00	100.00
1"		0.00	0.00	100.00
3/4"		0.00	0.00	100.00
1/2"		0.00	0.00	100.00
3/8"		0.00	0.00	100.00
No. 4		0.00	0.00	100.00
PASA No. 4	1873	0.00	0.00	
SUMA	1873	0.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	8.2	7	7	93
40	17.8	15	22	78
200	30.7	25	47	53
PASA No. 200	63.8	53	100	
SUMA	120.5	100		

Tara N°= HK Peso seco: 120.5gr

Peso seco lavado= 56.7 gr Pasa la N° 200= 63.8gr

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
A-31	21.1	38.5	14	32.8	48.7
			25		48.6
A-29	21.9	37.5	26	32.4	48.6
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
R-127	21.6	40.5		35.2	39.0
A-24	21.6	35.7		31.6	41.0
				%W	40.0



NOMBRE DEL PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de La Concordia

LOCALIZACIÓN DEL SONDEO: Calle

SONDEO N°= 2

PROFUNDIDAD= 0.7-0.1m

MUESTRA: M-3

FECHA=13/01/2016

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
		0.00	0.00	100.00
2"		0.00	0.00	100.00
1 1/2"	88	3.00	3.00	97.00
1"	16	1.00	4.00	96.00
3/4"	49	2.00	6.00	94.00
1/2"	47	2.00	8.00	92.00
3/8"	13	0.00	8.00	92.00
No. 4	35	1.00	9.00	91.00
PASA No. 4	2369	91.00	100.00	
SUMA	2617	100.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No. 4 (LAVADO)				
TAMIZ No.	PESO RETENIDO PARCIAL (gr.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA POR EL TAMIZ
10	8.2	5	5	86
40	21.5	13	18	73
200	37.1	23	41	50
PASA No. 200	83.2	50	91	
SUMA	150	91		

Tara N°= C-3 Peso seco: 150.0gr

Peso seco lavado= 66.8 gr Pasa la N° 200= 83.2gr

LÍMITES DE ATTERBERG					
LÍMITE LÍQUIDO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH	# GOLPES	PT+MS	%w
S-13	21.7	36.7	14	32	45.6
			25		45.4
A-06	21.6	35.4	25	31.1	45.3
LÍMITE PLÁSTICO					
TARA	PESO TARA	PESO T + MH		PT+MS	%w
H-16	21.7	48.8		41.1	39.7
A-48	21.4	44.5		38	39.2
				%W	39.4

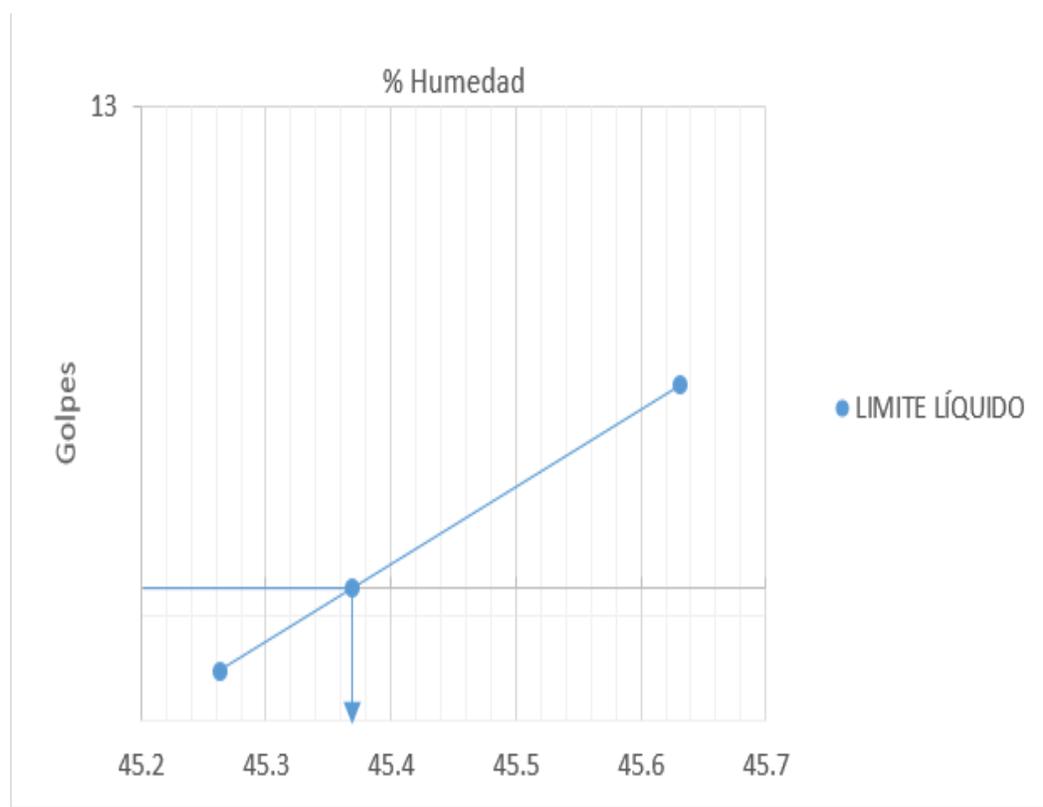


Tabla resumen de resultados y clasificación de suelos según ASTM D 2487

MUESTRA	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	Ret.200	No. 200	LL	LP	IP	CLASIFICACIÓN ASTM D-2487	
M-1 PTAR		100	99	98	96	94	92	85	74	43	57	48	29	19	CL	Arcilla baja arenosa
M-2 PTAR				100	99	98	97	94	88	24	76	54	35	19	MH ó OH	Limo elástico con arena
M-3 PTAR							100	98	93	17	83	68	40	28	MH ó OH	Limo elástico con arena
M-1 CALLE							100	100	98	10	90	73	42	31	MH ó OH	Limo elástico
M-2 CALLE							100	93	78	47	53	49	40	9	CL	Arcilla baja arenosa con grava
M-3 CALLE	100	97	96	94	92	92	91	86	73	50	50	45	39	6	CL- ML	Arcilla limosa arenosa

Anexo-5

FOTOGRAFIAS

Levantamiento topográfico del casco urbano de La Concordia.



Predio para ubicación del sistema de la planta S-W



Predio para la ubicación de la planta S-E

